

**Otto Graf** ✠

Am 29. April 1956 ist nach langer schleichender Krankheit Professor Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing. E. h. Otto Graf in Stuttgart verschieden. Die Glückwünsche, die ihm zum 75. Geburtstag aus aller Welt zugegangen sind, waren seine letzte Freude. (S. B. u. St. 1956, Heft 4, S. 93).

# Umbau der Grünauer Straßenüberführung in Passau mit einer schiefwinkligen Spannbetonplatte

Von Dr.-Ing. Werner Erdmann, Regensburg

DK 624.21.036.2:624.012.46  
Schiefe Brücke: Spannbeton

## allgemeines

z zwischen Wien und Passau durchgehend elektrisch fahren zu  
en, haben die Österreichischen Bundesbahnen 1954/55 die 83 km  
Strecke Wels—Passau elektrifiziert. Dabei waren auf dem  
langen deutschen Abschnitt zwischen der Landesgrenze und dem  
hof Passau der Tunnel, die Grünauer Straßenüber  
t u n g und ein Fußgängersteg über den Bahnhofsgleisen durch  
eutsche Bundesbahn, Bundesbahndirektion Regensburg, um  
stalten, da die vorhandene lichte Durchfahrthöhe dieser Bau  
e für die Unterbringung der Fahrradleitung nicht ausreichte.  
diesen Bauausführungen bot vor allem die neu errichtete  
winklge Straßenüberführung, die unter Benutzung der vor  
nen Widerlager als Platte in Spannbeton nach dem Verfahren  
rün & Bilfinger AG hergestellt wurde, einige Aufgaben, deren  
für ähnliche Bauvorhaben von Interesse sein dürfte.

**bmessungen**

Maße der mit einem Winkel von rd.  $37^\circ$  rechts schiefen und  
r. Straßenachse 20,50 m weit gespannten Platte gehen aus  
hervor.

Auflagerbänke eine geringe Neigung von 5,4 cm erhalten. Unter Berücksichtigung des Längs- und Quergefalles der Fahrbahn ergaben sich für die Platte die in Bild 2 eingetragenen Dicken, die der statischen Berechnung zugrunde gelegt wurden.

## 2. Statische Berechnung

Die statische Berechnung der zweiseitig gelagerten schiefwinkligen Platte wurde im Stammhaus der ausführenden Grün & Bilfinger AG, Mannheim, in Verbindung mit Herrn Prof. Dr.-Ing. R ü s c h, Ordinarius für Massivbau der Technischen Hochschule München, aufgestellt. Dieser war wegen der bei der Bemessung schiefer Platten bestehenden Schwierigkeiten von der Bauherrschaft um seine Mitwirkung bei der Entwurfsbearbeitung und um die statische Prüfung gebeten worden.

## 2.1 Eigengewicht

Die Längsvorspannung wurde so bemessen, daß die Durchbiegung der Platte infolge Eigengewicht und Vorspannung nach Kriechen und Schwinden annähernd gleich Null ist, wobei sich die Auflagerkräfte nahezu gleichmäßig auf beide Ränder verteilen.

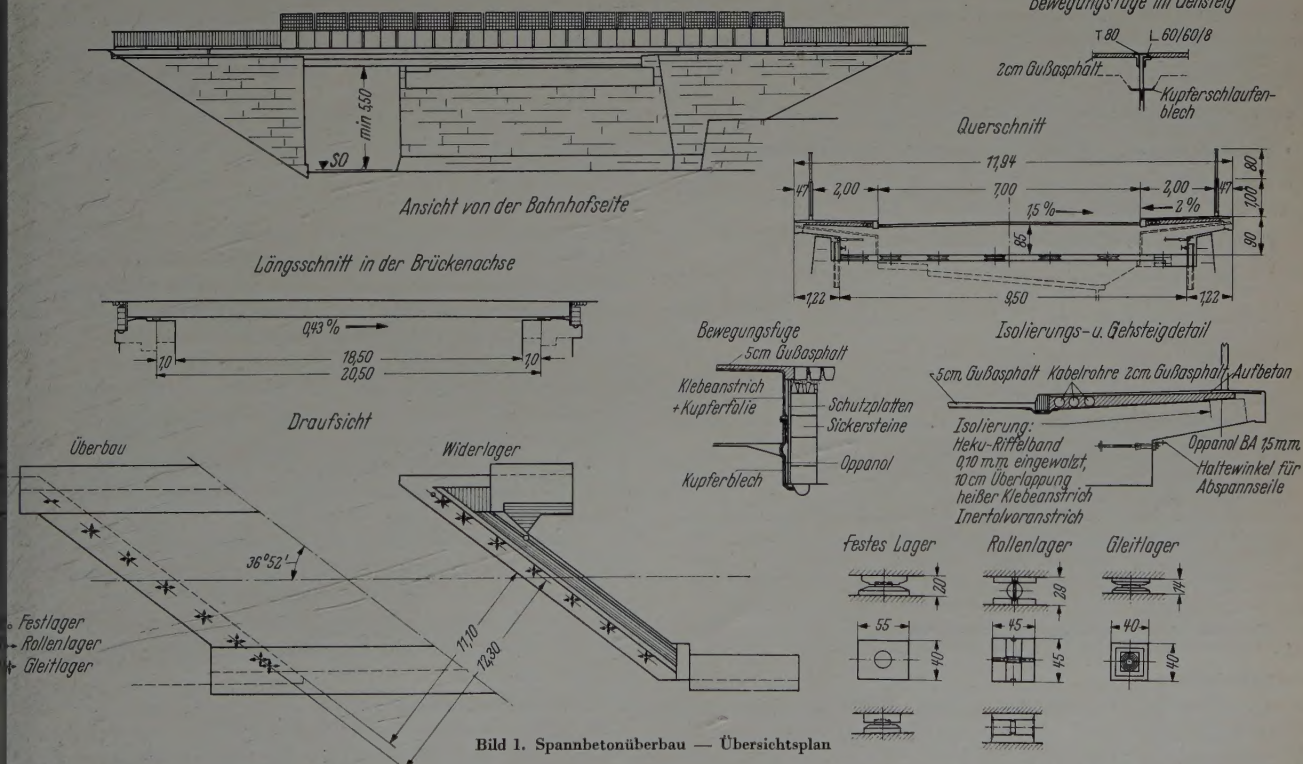


Bild 1. Spannbetonüberbau — Übersichtsplan

die Dicke der Platte war einerseits die Durchfahrthöhe zwischen Schienenoberkante und Platte, andererseits die beizubehaltende Höhenlage der Straße maßgebend. In der Straßenachse ist die Platte in der Mitte 85 cm und über den Auflagern 78,4 cm dick. Die Höhen der gegenüberliegenden Auflagerpunkte betragen einen Unterschied von 8,8 cm, der sich durch die ungleiche Höhenlage der Endpunkte des Ausrundungsbogens für die Straßenbreite ergab. Die Platte wurde um dieses Maß ins Gefälle geneigt. Hierdurch mußten infolge der Schiefe der Platte auch die

Damit konnte für diesen Lastfall die Ermittlung der Schnittkräfte einer schiefwinkligen Platte erspart werden. Hierzu wurden die Längsvorspannglieder parabelförmig und gleichlaufend mit der Brückenachse angeordnet, so daß ihre Umlenkkkräfte dem Eigengewicht genau entgegenwirken und der Betonquerschnitt der Platte gleichmäßige Druckspannungen erhält [1]. Um den Querschnittsunterschieden über die Plattenbreite einschließlich der Gehwegaustragungen Rechnung zu tragen (s. Bild 2), wurde die Platte für die Ermittlung der Momente in mehrere Streifen eingeteilt, an die als

weitere Vorspannbedingung die Forderung nach gleicher Längenänderung geknüpft wurde:

$$\Delta l = \frac{V}{E} \int_0^l \frac{ds}{F} = \text{konst.}$$

( $\Delta l$  = Längenänderung,  $V$  = Vorspannkraft,  $E$  = Elastizitätsmodul,  $F$  = Streifenquerschnitt)

Ausgehend von einer zulässigen Spannung des verwendeten Spannstahles 145/160 von  $0,55 \sigma_B = 0,55 \cdot 160 = 88 \text{ kg/mm}^2$  sind in Spalte 11 der Tafel I die für die Streifen unter Berücksichtigung gleicher Längenänderung ermittelten Spannkraften angegeben. Die hiermit erzielten Vorspannmomente der Spalte 13 heben die Eigengewichtsmomente bis auf geringe Restmomente nach Spalte 14 auf, die einer ungleichmäßigen Restbelastung entsprechen. Um die im wesentlichen am Rand wirkenden Restlasten zur Plattenmitte zu verlagern, wurde eine entsprechend gekrümmte Linienführung der Quervorspannung vorgesehen. Die Restbelastung wurde dann bei der weiteren Untersuchung als gleichmäßig über die Gesamtplatte verteilt angenommen und wie die Gleichlast aus der Verkehrsbelastung angesetzt (s. Tafel II). Diese Annäherung ist statthaft, da ihr Einfluß gegenüber der Verkehrsbelastung gering ist.

Tafel I. Vorspannwerte für Eigengewicht

| 1              | 2        | 3          | 4                       | 5                  | 6                     | 7               | 8                  | 9                  | 10              | 11     | 12     | 13             | 14         |
|----------------|----------|------------|-------------------------|--------------------|-----------------------|-----------------|--------------------|--------------------|-----------------|--------|--------|----------------|------------|
| Streifenbreite |          | $\max M_g$ | $\int_0^l \frac{ds}{F}$ | $\sigma_i$         | Zahl der Spannglieder | $H_i$           | $\Delta \sigma_e$  | $\sigma_e$         | $H_e$           | $H_e'$ | $f$    | $M_v = H_e' f$ | $\Delta M$ |
| Nr.            | $b$<br>m | tm         | m <sup>-1</sup>         | kg/cm <sup>2</sup> | n                     | t               | kg/cm <sup>2</sup> | kg/cm <sup>2</sup> | t               | t      | m      | tm             | tm         |
| I              | 1.35     | 148.8      | 18.463                  | 8800               | 12                    | 478             | 955                | 7845               | 426             | 425    | 0.3525 | — 149.8        | — 1.0      |
| II             | 1.35     | 146.2      | 18.861                  | 8616               | 12                    | 468             | 955                | 7661               | 416             | 416    | 0.344  | — 143.1        | + 3.1      |
| III            | 1.35     | 141.5      | 19.507                  | 8321               | 12                    | 452             | 955                | 7366               | 400             | 402    | 0.331  | — 133.1        | + 8.4      |
| IV             | 1.375    | 219.2      | 14.905                  | 8800               | 13                    | 590             | 955                | 7845               | 462             | 525    | 0.399  | — 184.3        | + 34.9     |
|                |          |            |                         | 7947               | 2                     |                 |                    | 6992               | 64              |        |        |                |            |
|                |          |            |                         |                    |                       | $\Sigma = 1988$ |                    |                    | $\Sigma = 1768$ | 1768   |        |                |            |

$H_i$  Vorspannkraft vor Kriechen und Schwinden

$H_e$  Vorspannkraft nach Kriechen und Schwinden

$$H_e' = H_i \frac{\Sigma H_e}{\Sigma H_i} = H_i \cdot \frac{1768}{1988}$$

$\Delta \sigma$  Spannungsverlust infolge Kriechen und Schwinden  $\varphi_{\infty} = 2.7$ ,  $\varepsilon_s = 9 \cdot 10^{-6}$

⊕ 13 gekrümmte und 2 gerade Spannglieder zur Erfüllung der Vorspannbedingung  $\frac{V}{E} \int_0^l \frac{ds}{F} = \text{konst.}$

$F_e$  eines Spanngliedes =  $4,53 \text{ cm}^2$

$f$  Abstand der Spanngliedachse von Plattenmitte

Tafel II. Momente und Hauptspannungsrichtungen für Verkehrslast:  
 $p = 0,45 \text{ t/m}^2$ ,  $P_m = P_r = 34,7 \text{ t}$ 

|          | $M_1$<br>tm | $M_2$<br>tm | $\alpha^\circ$ | $M_1$<br>tm | $M_2$<br>tm | $\alpha^\circ$ | $M_1$<br>tm | $M_2$<br>tm | $\alpha^\circ$ |
|----------|-------------|-------------|----------------|-------------|-------------|----------------|-------------|-------------|----------------|
|          | in $e_0$    |             |                | in $e_1$    |             |                | in $e_2$    |             |                |
| Last $p$ | + 8,6       | — 3,5       | 110,37         | + 8,8       | — 1,6       | 101,28         | + 9,1       | — 1,2       | 98,40          |
| „ $P_m$  | + 5,6       | — 2,4       | 110,38         | + 6,5       | — 1,0       | 99,12          | + 8,9       | + 0,2       | 87,48          |
| „ $P_r$  | + 13,6      | — 5,9       | 110,39         | + 9,2       | — 3,2       | 106,41         | + 6,7       | — 2,1       | 102,90         |
| $\Sigma$ | + 27,8      | — 11,8      |                | + 24,5      | — 5,8       |                | + 24,7      | — 3,1       |                |
| Mittel   |             |             | 110,38         |             |             |                |             |             | 96,26          |
|          | in $e_0$    |             |                | in $e_1$    |             |                | in $e_2$    |             |                |
| Last $p$ | + 4,3       | — 42,3      | 71,73          | + 1,4       | — 1,3       | 45             | + 0,2       | — 0,2       | 45             |
| „ $P_m$  | + 2,1       | — 24,6      | 71,73          | + 0,6       | — 0,6       | 45             | + 0,4       | — 0,4       | 45             |
| „ $P_r$  | + 5,7       | — 63,6      | 71,73          | + 4,3       | — 4,4       | 45             | + 2,3       | — 2,3       | 45             |
| $\Sigma$ | + 12,1      | — 130,5     |                | + 6,3       | — 6,3       |                | + 2,9       | — 2,9       |                |

\*) Der Einfluß aus der gleichmäßig verteilt angenommenen Restlast aus dem Eigengewicht (s. 2.2) von  $g_r = 0,184 \text{ t/m}^2$  ist in den Werten nicht enthalten.

## 2.2 Verkehrslast

Die gegenüber dem Eigengewicht nur etwa halb so großen Einflüsse der Verkehrslast nach DIN 1072, Klasse 60, wurden aus den Tafeln gewonnen, die Nielsen [2] für die Berechnung schiefwinkliger Platten aufgestellt hat. Die dort angegebenen Werte beziehen sich auf die Wirkung einer Gleichlast sowie von Einzellasten in Plattenmitte und in der Mitte des freien Plattenrandes. In Angleichung an diese Belastung wurde die Flächenlast der Haupt- und Nebenspur nach DIN 1072 unter Berücksichtigung des Schwingbeiwertes zu einer gleichmäßig verteilten Vollast von  $0,45 \text{ t/m}^2$  vereinigt. An Stelle der 6 Raddrucke des Regelfahrzeuges SLW 60 wurden jedoch nur 2 Einzellasten von je  $34,7 \text{ t}$  ( $30 \cdot 1,29 - 1,5 \cdot 6 \cdot 0,45$ )

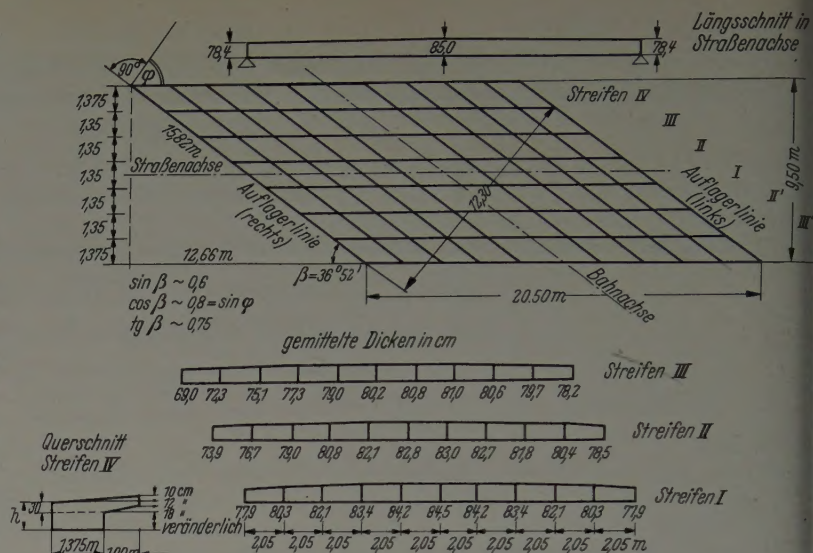


Bild 2. Dicken der Plattenstreifen

angenommen, die in der Mitte der Platte und des freien Randes stehen.

Die Tafelwerte von Nielsen beziehen sich auf diejenigen Punkte der Platte, die aus den Schnitten der Geraden 0 I und c bis g nach Bild 3 ergeben. Sie für Platten verschiedener Seitenverhältnisse  $l:b$  und verschiedener Schiefe gestellt, die durch den Sinus des Winkels  $\varphi$  ausgedrückt ist. Bei einem vorgegebenen Seitenverhältnis  $l:b = 20,50:1$   $= 1,29$  und  $\sin \varphi = \sin (90 - 37)^\circ = 0,6$  waren die benötigten Werte aus den

Tafel III. Auflagerdrücke in t aus der Verkehrslast  
Lasten wie in Tafel II

| in:      | $e_0$ | $e_1$  | $e_2$ | $e_3$ |
|----------|-------|--------|-------|-------|
| Last $p$ | 27,8  | 0,5    | 7,6   | 5,8   |
| „ $P_m$  | 13,6  | 0,5    | 5,6   | — 1,9 |
| „ $P_r$  | 36,6  | — 15,4 | — 1,5 | — 2,6 |
| $\Sigma$ | 78,0  | — 14,4 | 11,7  | 1,3   |

gaben für  $l:b = 1$  und  $l:b = 2$  sowie für  $\sin \varphi = 0,7$  und  $\sin \varphi = 0,9$  zu interpolieren. Die Auswertung ergab die in den Tafeln I und III angegebenen Werte. Da diese wegen des verhältnismäßig weiten Liniennetzes, das Nielsen seiner Differenzenrechnung zugrunde gelegt hat, als ungenau anzusehen waren und andererseits die Lastungsannahmen nicht der DIN-Belastung entsprachen, wurden Lehrstuhl für Massivbau der TH München unabhängig von den gewandten Berechnungsweise Vergleichsrechnungen zur Ermittlung der Schnittgrößen angestellt.

Als Grundlage dienten hierfür die Einflußflächen und Momentenwerte für das Belastungsschema von DIN 1072 bei rechtwinkligen Platten [3] und [4], aus denen durch vergleichende Betrachtung mit der Arbeit von Nielsen Umrechnungskoeffizienten zur Berücksichtigung der Schiefe und des Liniennetzes abgeleitet wurden. Die Gegenüberstellung der Ergebnisse zeigte nahezu die gleichen Momentenwerte, da sich die ungünstigen Einflüsse der beiden punktförmigen Lasten mit den Ungenauigkeiten der weiten Unterteilung zufällig aufheben.

## 2.3 Spannungsnachweis

Die gefundenen Momente wurden auf die Vorspannungsrichtungen der Brückenachse und rechtwinklig dazu mit den Winkeln  $\alpha'$  abgeleitet nach den Gleichungen:

$$M_L = M_2 \sin^2 \alpha' + M_1 \cos^2 \alpha' \quad (M_L = \text{Moment in Richtung Längsvorspannung})$$

$$M_Q = M_2 \cos^2 \alpha' + M_1 \sin^2 \alpha' \quad (M_Q = \text{Moment in Richtung Quervorspannung})$$

$$M_T = (M_1 - M_2) \cos \alpha' \sin \alpha' \quad (M_T = \text{Torsionsmoment})$$

wobei  $\alpha' = 180^\circ - \alpha - \beta$  ( $\alpha$ -Werte für die einzelnen Lastanteile gemäß Tafel II).

hieraus ermittelten Biegespannungen ergeben zusammen mit Beanspruchungen durch die Vorspannkkräfte nach Kriechen und den folgende Hauptspannungen in Brückenmitte:

| Spannungs-<br>richtung | in $e_0$ (Rand)            |                             | in $e_1$                   |                             | in $e_2$ (Mitte)           |                             |
|------------------------|----------------------------|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------|----------------------------|-----------------------------|
|                        | oben<br>kg/cm <sup>2</sup> | unten<br>kg/cm <sup>2</sup> | oben<br>kg/cm <sup>2</sup> | unten<br>kg/cm <sup>2</sup> | oben<br>kg/cm <sup>2</sup> | unten<br>kg/cm <sup>2</sup> |
|                        | -0,5                       | + 11,3                      | nicht er-<br>mittelt       | + 1,2                       | -19,9                      | + 2,2                       |
|                        | -61,2                      | -31,5                       | nicht er-<br>mittelt       | -34,0                       | -52,7                      | -34,2                       |

Ausnahme der stumpfen Ecke treten in der Platte größeren Momente als in der Mitte aus der Verkehrslast auf, für die Plattenmitte erbrachte Spannungs-  
eis ausreicht. Die Druckspannungen bleiben weit  
der zulässigen Grenze von 140 kg/cm<sup>2</sup> (DIN  
Tafel VI, Zeile 1). Auch die Hauptzugspannun-  
gen unter dem bei beschränkter Vorspannung  
gen Wert von 30 kg/cm<sup>2</sup> (DIN 4227, Tafel VIa,  
16). Die größte Hauptzugspannung in  $e_0$  an der  
seite des freien Randes beträgt 11,3 kg/cm<sup>2</sup>.  
t durch zusätzliche Bügel gedeckt, die recht-  
g zum freien Rand liegen. Die mit 2,2 kg/cm<sup>2</sup>  
nete Hauptzugspannung in Plattenmitte ist  
unbedenklich, zumal eine schlaife Bewehrung  
n Abständen von 30/30 cm an Plattenunterseite  
nden ist, die auch oben eingebaut wurde.

der stumpfen Ecke entsteht infolge der von  
n angenommenen punktförmigen Auflagerung  
em Verkehr und der Restlast ein sehr hohes  
ves  $M_2$ -Moment, das nicht überdrückt werden  
Es tritt jedoch nur als theoretischer Spitzen-  
n der Ecke selbst auf und klingt nach der Mitte  
ch ab. Der Momentenverlauf über dem Schnitt  
zwischen den stumpfen Ecken ergibt sich aus den  
 $M_y$ - und  $M_{xy}$ -Werten für die Punkte  $c_0, d_1, e_2$ ,  
gleicher Weise wie beim Spannungsnachweis  
Plattenmitte durch Umwandlung der  $M_1$ - und  $M_2$ -Werte nach  
n bestimmt werden. Aus  $M_x, M_y, M_{xy}$  und Vorspannung erhält  
 $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$  und daraus Größe und Richtung der Hauptspannun-  
die Hauptzugspannung beträgt im Punkt  $c_0$  60 kg/cm<sup>2</sup>, im Zwi-  
punkt  $h$  (s. Bild 3) 22 kg/cm<sup>2</sup> und im Punkt  $i$  nur noch  
/cm<sup>2</sup>, ist also in einer Entfernung von 1,60 m vom stumpfen  
unkt bereits Null. Diese rechnerischen Zugspannungen wurden  
eine schlaife Bewehrung abgedeckt. Die später erwähnten Mes-

ängsschnitt durch den Spannkopf

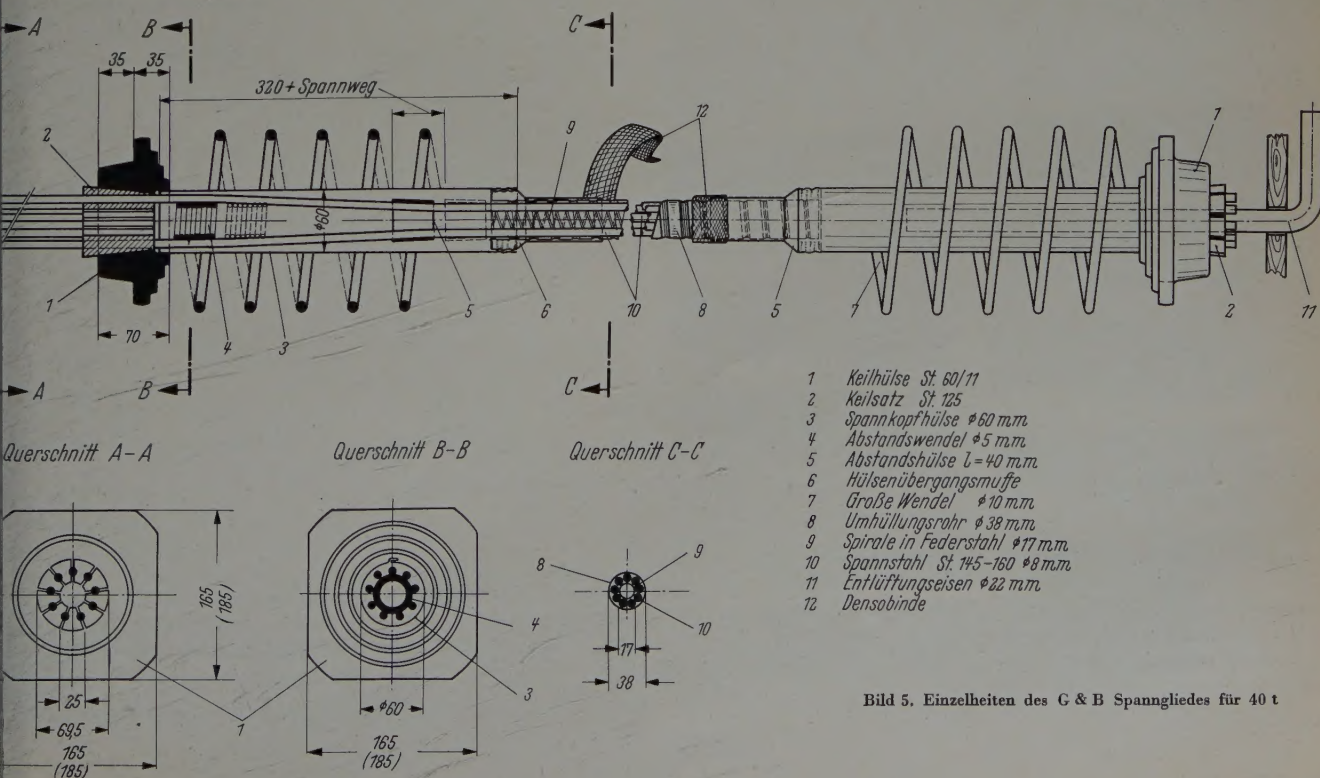


Bild 5. Einzelheiten des G & B Spanngliedes für 40 t

sungen bestätigen die Vermutung, daß infolge der Flächenaullagerung und der Plattendicke in Wirklichkeit wesentlich niedrigere Werte als in der Rechnung auftreten.

## 2.4 Auflagerkräfte und Lagerausbildung

Für die Auflagerung der Platte wurden vorhandene Lagerteile verwendet, die für diesen Zweck umgearbeitet wurden. Während die Auflagerkräfte aus dem Eigengewicht infolge der Vorspannung bis auf die geringfügigen Einflüsse der Restlasten gleich sind, ergaben sich die größten Auflagerkräfte aus der Verkehrslast gemäß Tafel III in den stumpfen Ecken. Bei den Auflagerdrücken in der Mitte und in der spitzen Ecke mußten außerdem die Laststellungen nach Bild 4 verfolgt werden, wobei die Verteilung der Radlasten

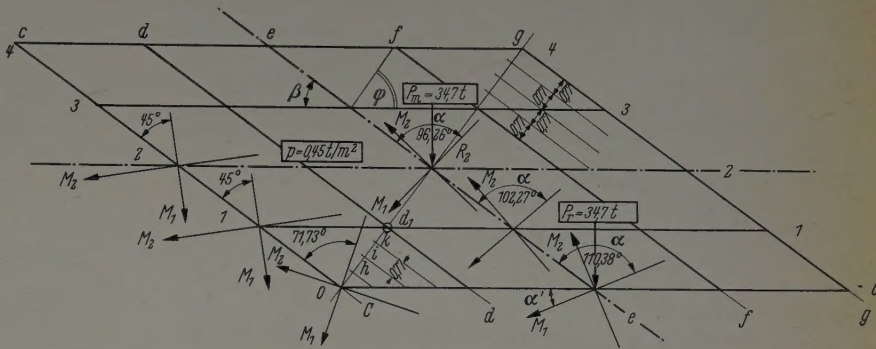
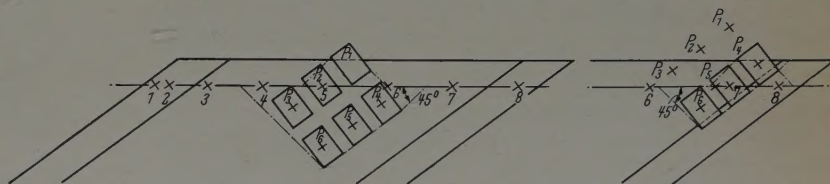


Bild 3. Lastaufstellung und Momente im Plattensystem Nielsen



beweglichen Seite des Überbaues eine zusätzliche seitliche Führung der Platte aus einbetonierten Schienenstücken vorgesehen (Bild 1 Querschnitt).

### 3. 40-t-Spannglieder der Grün & Bilfinger AG

Die Spannglieder bestehen aus 9 Drähten  $\varnothing 8$  mm aus kaltgezogenem Spannstahl St 145/160 der Felten & Guillaume, Carlswerk, Eisen und Stahl AG, die ringförmig um eine Abstandsspirale  $\varnothing 17$  angeordnet sind und in einem geriffelten Umhüllungsrohr liegen. Die Spanndrähte werden in Ringen angeliefert und auf der Baustelle mit Hilfe einer Abspulvorrichtung und Trennschleifmaschine auf die erforderlichen Maße abgelängt. Die Bündel besitzen an beiden Enden Keilverankerungen, in denen die Drähte durch einen neunteiligen Satz von Sektorkeilen gehalten werden, die sich gegen die kegelige Bohrung der Keilhülse legen (Bild 5). Die quadratische Grundplatte dieser Hülse wird mit 165 mm oder 185 mm Seitenlänge hergestellt, um den zulässigen Betonbeanspruchungen bei Teilbelastung nach DIN 4227 für die Betongüten B 300 und B 450 Rechnung zu tragen. Die Spannkraft des Bündels beträgt bei einem Gesamtquerschnitt von  $4,53 \text{ cm}^2$  und einer zulässigen Stahlspannung von  $8800 \text{ kg/cm}^2$  40 t. Hierbei entsteht unter der kleineren Platte eine Betonpressung von  $173,5 \text{ kg/cm}^2$  und unter der größeren von  $133 \text{ kg/cm}^2$ . Hinter den Keilhülseplatten wird der Beton durch Wendel aus Rundstahl gegen Spaltkräfte gesichert.

Die Sektorkeile bestehen aus gehärtetem Stahl der Festigkeit St 125. Sie sind in der Aussparung für die Einlagerung des Spanndrahtes mit Querriffeln versehen, die sich mit den Drähten leicht verbeißen und somit dem Gleiten der Drähte an den Keilen entgegenwirken. Versuche mit Spannbündeln verschieden harter Keilsätze an der Amtlichen Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen (Otto-Graf-Institut) der Technischen Hochschule Stuttgart bestätigten, daß unter der Vorspannkraft von 40 t der Keilschlupf dem Drahtschlupf praktisch gleich ist. Hiermit wurde erwiesen, daß die Drähte an den Keilen nicht merklich gleiten. Der geringste Schlupf wurde bei den Versuchen mit Keilen St 125 erreicht; er betrug im Mittel 3,5 mm. Nach Feststellung des Schlupfes unter der Gebrauchslast wurde das Spannglied weiter belastet, bis ein Draht brach. Bild 6 zeigt den ausgebauten Keilsatz und läßt die

von den Keilzähnen eingedrückten Einkerbungen an den Drahten erkennen, während die Zähne etwas flachgedrückt erscheinen.

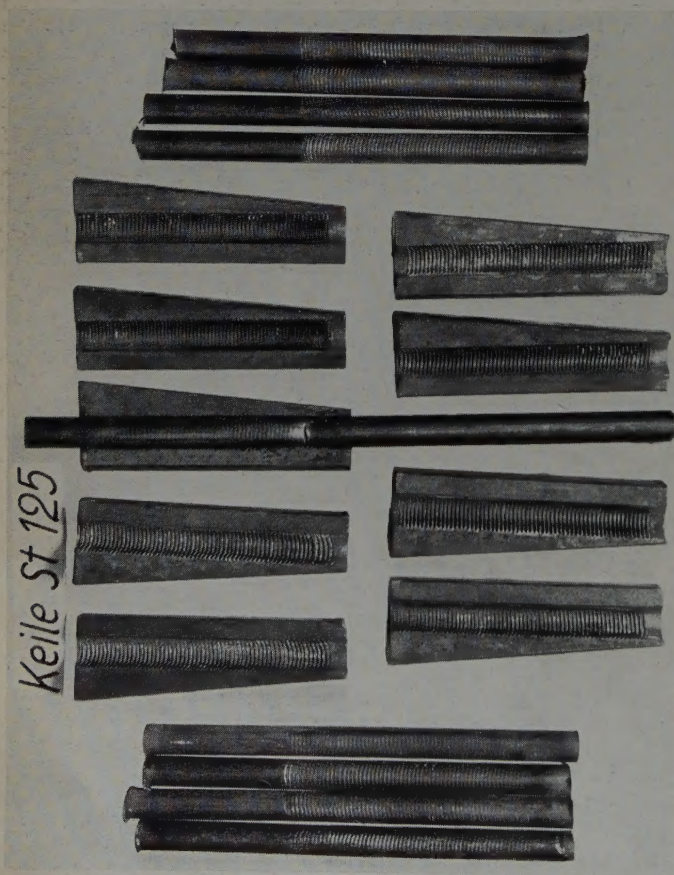


Bild 6. Ausgebauter Keilsatz nach dem Bruchversuch

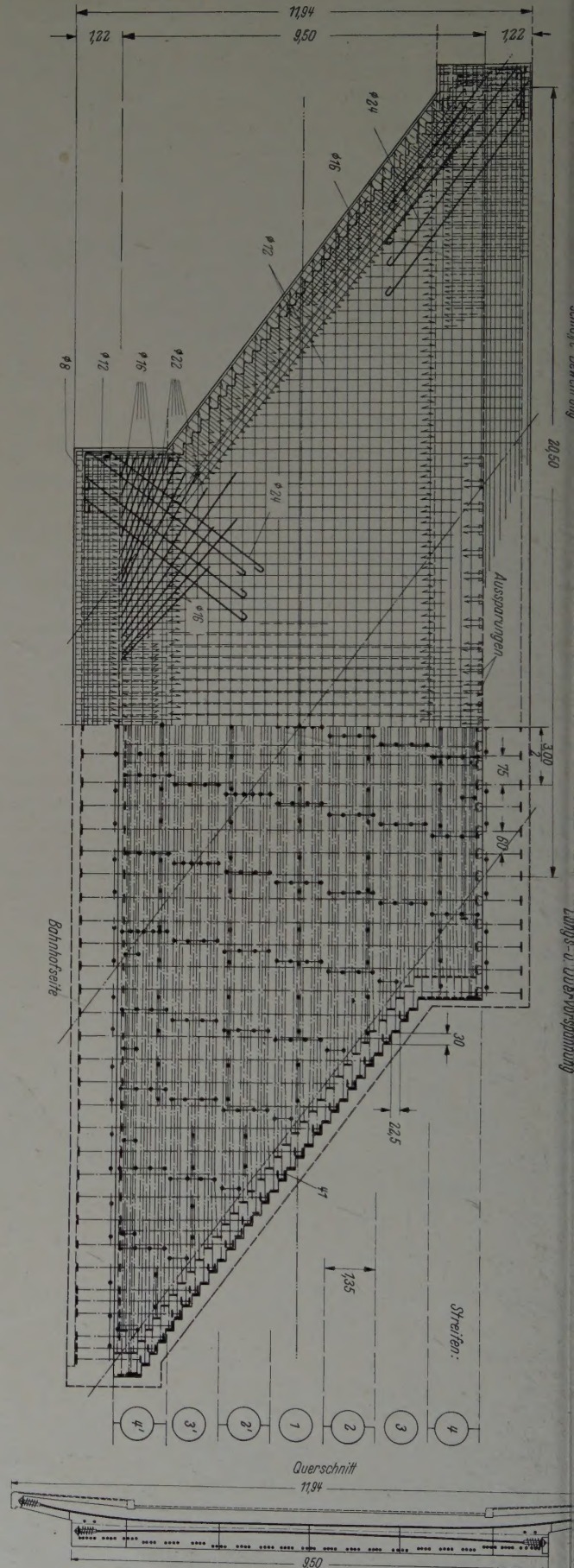


Bild 7. Längs- und Quervorspannung der Platte, schlaife Bewehrung

Beim Bruch des ersten Drahtes in den Bündeln war die mittlere rechnungsmäßige Zugspannung  $158,5 \text{ kg/mm}^2$ , während mit einem Riß derselben Lieferung im Zugversuch eine Festigkeit von  $2 \text{ kg/mm}^2$  ermittelt wurde. Die Aufweitung der Keilhülse durch die Keilkräfte unter der Vorspannkraft von 40 t war Null, nach dem Zugversuch betrug sie im Mittel der beiden Keilhülsen  $0,55 \text{ mm}$ . Die vom Eisenbahn-Abnahmeamt Köln untersuchten Proben aus den Grünauer Straßenbrücke gelieferten Spannstahlringen hatten Bruchfestigkeiten der Drähte zwischen  $165,5$  und  $173 \text{ kg/mm}^2$ , während die Stichproben aus der Lieferung für den Tunnelumbau Passau [5], bei dem zwei Deckenfelder unter einer städtischen Straße nach dem gleichen Verfahren vorgespannt worden waren, Bruchfestigkeiten zwischen  $161,5$  und  $168,3 \text{ kg/mm}^2$  ergeben hatten.

Die Spanndrähte liegen in Hydralfalzrohren, deren umlaufende Rippe diesen eine hohe Steifigkeit verleihen. Die Rohre wurden in Längen bis zu 12 m geliefert, und ihre Muffenstöße durch Umlagerungen gedichtet. Die Abstandsspiralen aus 1,5 mm dickem Federstahl wurden in Längen von 1 m mit dichter Wicklung geliefert und auf der Baustelle auf 8 bis 10 m Länge gedehnt. Sie werden auf der ganzen Länge der Bündel zwischen den Übergangs- und Umlagerungsrohren eingelegt. Zur Einleitung in die Keilhülse werden die Drähte innerhalb des Umlagerungsrohres auf einem Kreis von  $23 \text{ mm } \varnothing$  liegenden Drähte im Übergangsrohr allmählich auf einen Durchmesser von 44 mm auseinandergespreizt, wobei durch Aufweitungen an den Umlagerstellen Kerbwirkungen auf den Draht vermieden werden.

## Anordnung der Bewehrung

### 1. Spannglieder

Die Anordnung der Vorspannbewehrung geht aus Bild 7 hervor. Die Spannglieder wurden einseitig angespannt. Die Keilsätze an der Ankerseite wurden jeweils vor dem Einlegen der Bündel in die Schalung durch eine Verkeilpresse fest in die Keilhülsen eingepreßt. Damit wurde hier der Schlupf ausgeschaltet. An den Ankerköpfen der in die Gehwegauskragungen geführten Spannglieder, die erst später mit dem Gesims voll einbetoniert wurden, konnte während des Anspannens kein merkbarer Schlupf beobachtet werden.

Die Spann- und Ankerköpfe der Längsvorspannung abwechselnd an beiden Widerlagern. Je 4 Spannglieder wurden auf einen Achsabstand von 8 cm zusammengezogen, um zwischen den so gebildeten Spanngliedergruppen zum besseren Verdichten des Betons Rüttelgassen zu erhalten, die 21 cm breit waren. Die Lage der Spannglieder wurde durch Abstandhalter gesichert, die in einer Entfernung von etwa 1,80 m stehen. Neuerdings werden sie in Abständen von 1,50 bis 1,70 m angeordnet.

Für die Quervorspannung ist im Abstand von 60 cm je ein oberes und ein unteres Spannglied verlegt. Ihre Lage wurde unter Berücksichtigung der Restbelastung und der Gehwegmomente gewählt, daß in den Längsschnitten der Brücke gleichmäßig verteilte Druckspannungen infolge Eigengewicht und Quervorspannung wirken. Die Kreuzung mit den Längsspanngliedern zwang jedoch im Mittelabschnitt auf 3 m Breite zu einer abweichenden Höhenlage. Der Ausgleich wurde durch Änderung des Verhältnisses von Anzahl der oberen Spannglieder zu den unteren von 4:4 auf 3:5 geschaffen. Die oberen Spannglieder sind in die Gehwegauskragungen geführt. Sie wurden wechselseitig angespannt. Sämtliche Ankerköpfe der unteren Spannglieder liegen im mittleren Bereich der Platte auf der Bahnhofseite, da hier keine Spannkopfnischen in Erscheinung treten sollten, sie wurden daher nur von einer Seite aus vorgespannt. Soweit die unteren Spannglieder auf einer Seite über dem Auflager endeten, wurden die Ankerköpfe außen verlegt und die Spannglieder über dem Auflager angespannt.

Je kürzer die Spannglieder werden, desto ungünstiger wirkt sich der Keilschlupf aus; die Spannkraft kann dann nicht mehr voll ausgenutzt werden. In den spitzen Plattenecken mußte daher der Abstand der Querspannglieder bis zu der Spannglieder Nummer 41 entsprechend verringert werden.

### 2. Schläffe Bewehrung

Die schläffe Bewehrung wurde aus Betonstahl II hergestellt. Über die ganze Platte wurde oben und unten für erhöhte Rissesicherheit eine schläffe Bewehrung kreuzweise im Abstand von 30 cm aus  $\varnothing 12$  eingelegt. Zur Aufnahme der Spannungen in den stumpfen Ecken sind in einem Bereich von 0,90 m oben und unten  $7 \varnothing 22$  und daran anschließend oben weitere  $4 \varnothing 16$  angeordnet. Der Ab-

stand der oberen Rißbewehrung wurde hier auf 20 cm verringert. Alle Ränder erhielten Bügelbewehrungen und die notwendigen Einlagen zur Verbindung derjenigen Teile, die für den Abschluß der Spannköpfe nachträglich anzubetonieren waren. Entlang der Auflagerlinien und hinter den Spannköpfen der Gehwegauskragungen wurden noch senkrechte Verbindungsstäbe zur Aufnahme möglicher Spaltzugkräfte vorgesehen. Da die Gehwegauskragungen selbst in der Längsrichtung keine Vorspannung erhielten, wurden die Ecken mit zusätzlichen Schrägstäben bewehrt, um Rißbildungen beim Vorspannen zu vermeiden (s. Bild 8). Die Längsbewehrung dient der Aufnahme der Schwindspannungen. Das Gesims am Gehweg erhielt eine Einlage aus Baustahlgewebe.



Bild 8. Querspannglieder, darunter liegende Längsspannglieder und schläffe Bewehrung

## 5. Betonieren der Platte

Der Abbau des alten Überbaues aus einbetonierten Blechträgern, die Änderung der Widerlager und Flügel sowie der Aufbau der Rüstung und Schalung dauerten bis Ende Dezember 1954. Um den Fertigstellungstermin der Elektrifizierung mit Sicherheit einhalten zu können, entschloß man sich, die Baustelle einzuzelten und zu heizen, um auch bei Frostwetter betonieren und die Spannbündel auspressen zu können (Bild 9). Das Zelt war auch für das Verlegen der Spannbündel nützlich, da es die Spannkable gegen das Eindringen von Schneewasser schützte und damit das Zufrieren der Rohre verhinderte.

Auf Grund von Eignungsprüfungen hatte sich für die geforderte Betongüte B 450 folgende Betonzusammensetzung ergeben: 350 kg Zement (Z 325), 37% Sand 0/3, 13% Riesel 3/7, 20% Splitt 7/15 und 30% Kies 15/30 mm, Wasserzementwert 0,43, Plastimentzusatz 0,7% des Zementgewichtes. Für die Betonbereitung wurde die Einrichtung der Tunnelbaustelle [5] benutzt, die sich in einer Entfernung von 250 m von der Brücke befand. Von hier aus wurde der Beton mit LKW zur Baustelle gefahren. Der Temperaturverlust vom Mischer bis zum Einbau des Frischbetons betrug etwa  $8^\circ$  bei der in zwischen eingetretenen Außentemperatur von durchschnittlich  $-10^\circ$ . Da der Frischbeton mit  $20^\circ$  eingebracht werden sollte, mußte die

Temperatur des Mischgutes  $28^{\circ}$  betragen. Sie ergab sich bei einer Erhitzung des Anmachwassers auf  $50 \dots 60^{\circ}$  und der Zuschlagstoffe auf  $30^{\circ}$ .



Bild 9. Dampfgeheiztes Zelt über der Baustelle und Einrüstung der Brücke

Bei einer Lufttemperatur im dampfgeheizten Zelt zwischen  $10$  und  $15^{\circ}$  stieg die Betontemperatur von  $20^{\circ}$  in den beiden ersten Tagen auf  $38^{\circ}$ , um dann in den anschließenden 4 Wochen, in denen die Heizung aufrecht erhalten wurde, allmählich auf  $10^{\circ}$  abzusinken. Nähere Einzelheiten über die Vorbereitung und Durchführung der Winterarbeiten hat bereits Dipl.-Ing. Eisenmann berichtet [6].

Die unter den Bedingungen der Baustelle gelagerten Probewürfel ergaben  $W_3 = 322 \text{ kg/cm}^2$  und  $W_{28} = 563 \text{ kg/cm}^2$ . Zum Zeitpunkt der vollen Vorspannung hatte der Beton eine Festigkeit von 75% seiner Endfestigkeit erreicht, die durch die Wahl des Beiwertes  $k = 1$  im statischen Nachweis des Einflusses von Kriechen und Schwinden gemäß DIN 4227, Ziff. 8.3 gefordert war.

## 6. Vorspannen und Ausrüsten der Platte

Zur Vermeidung von Schwindspannungen erhielt die Platte 4 Tage nach dem Betonieren in Längs- und Querrichtung eine Teilvorspannung von 25%, indem jedes dritte Spannglied auf 75% der vollen Kraft angespannt wurde. Die Reihenfolge war: Kurze Querspannglieder in den spitzen Ecken, Längsvorspannung, restliche Quervorspannung. Mit der vollen Vorspannung wurde 14 Tage später begonnen. Zunächst wurden sämtliche 120 Querspannglieder auf den vollen Spannwert gebracht, wobei die mit 75% vorgespannten Glieder zunächst wieder entspannt wurden, ehe sie auf die volle Dehnlänge ausgezogen wurden. Dies geschah auch bei den gleichermaßen vorgespannten Gliedern der Längsvorspannung, um die Ablesungen über den Spannweg und die Pressenkraft von der Nullstellung aus genau verfolgen zu können.

Das Lehrgerüst bestand aus Peiner Trägern, die auf zwei Stützenreihen aus Rundhölzern entlang der beiden Widerlager und auf einer weiteren Stützenreihe aus amerikanischem Pfeilergerät ruhten, die im mittleren Drittel der Stützweite neben dem Betriebsgleis stand (s. Bild 9). Während des Spannvorganges wurde das Verhalten der Platte mit einem Setzdehnungsmesser genau beobachtet, um Zugspannungen an der Plattenoberseite durch das Rückfedern des Lehrgerüsts bei wachsender Vorspannung unterbinden zu können. Bei der Längsvorspannung auf 40% war die Druckspannung in Plattenmitte oben auf nahe Null gesunken. Daraufhin wurde das mittlere Stützjoch des Lehrgerüsts etwas gelockert, so daß sich die Stützkraft verringerten und die Druckspannung wieder anstieg. Bei 50% der Vorspannung wurde dann endgültig ausgerüstet. Für diesen Lastfall traten unten keine Zugspannungen in Plattenmitte auf und die Momente in der stumpfen Ecke waren kleiner, als die für die Verkehrslast ermittelten Momente.

Der statischen Berechnung lag eine über die gesamte Spanngliedlänge gleichbleibende Stahlspannung zugrunde, obgleich sie infolge der Reibung und des Keilschlupfes verschieden ist. Durch das wechselseitige Anspannen gleichen sich die Unterschiede weitgehend aus, so daß der Mittelwert mit ausreichender Genauigkeit den Forderungen der statischen Berechnung entspricht. Die Auszugslänge wurde aus der Sollspannung, der Betonstauchung und dem Draht-

schlupf bestimmt. Bei der Ermittlung des Manometerdruckes an Presse wurden der Einfluß der Reibung des Spanngliedes und Wirkungsgrad der Presse berücksichtigt. Hierbei lag die rechnerische Spannung unterhalb der zulässigen vorübergehenden Überspannung. Der Reibungsverlust war mit einem Reibungsbeiwert von 0,25 mittelt worden.

## 7. Spannpresse der Grün & Bilfinger AG

Zum Vorspannen der Spannglieder dient eine hydraulische Presse, die mit den zugehörigen Antriebs- und Schaltvorrichtungen auf einem Wagen montiert ist (Bild 10). Sie läßt sich durch eine K-

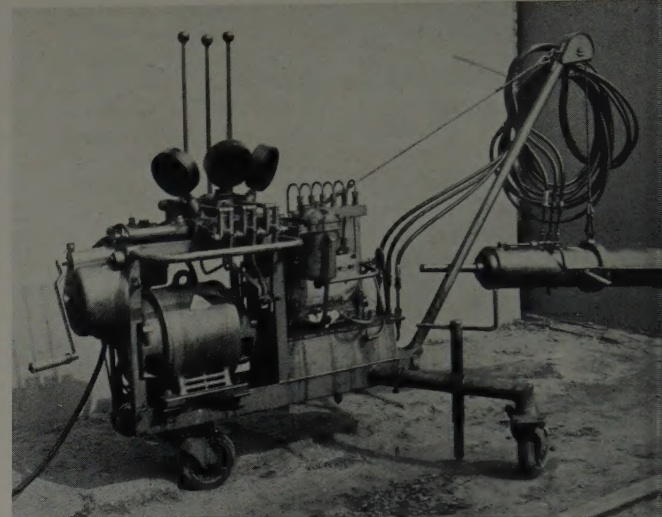


Bild 10. Elektrisch betriebene Pumpe mit Schaltvorrichtungen und Presse

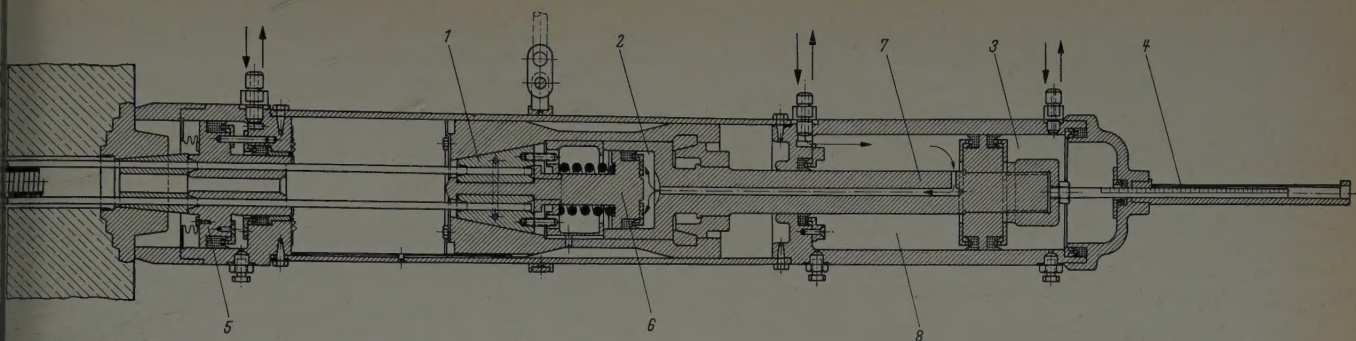
Handwinde leicht in die gewünschte Höhenlage bringen. Die Presse arbeitet schnell und sehr genau. Als Preßflüssigkeit wird Hydraulisches Öl verwendet. Die wirksame Fläche des Zugkolbens ist  $113 \text{ cm}^2$ . Die größte Reibung der gesamten Pressenanlage beträgt 10 at, einem höchsten Manometerdruck von 400 at, der auch bei vorübergehender Überspannung nicht überschritten werden darf, ist die Pressenkraft 44 t.

Die auf 26 cm Überstand abgelängten Spanndrahtenden werden innerhalb der Presse durch eine ähnliche Sektorkeilverankerung gehalten, wie sie für die Verankerung der Spannbündel im Bauwerk benutzt wird. Die Auszugslänge der Drähte wird während des Spanns an einem Meßstab gemessen, der mit dem Ziehkolben verbunden ist. Hierbei ist der Keilschlupf im Pressenspannkopf, die Stahldehnung der überstehenden Drahtenden zu berücksichtigen. Zur Überprüfung der vorhandenen Spannkraft dient neben dem Manometerdruck die Messung der Drahtüberstände vor und nach dem Spannen. Einen Schnitt durch die Presse zeigt Bild 11.

## 8. Herstellen des nachträglichen Verbundes

Zum Auspressen der Spannkanaäle wurde reiner Zementleim Z 325 verwendet, der sich beim Aufschwemmen im Rührwerk auf  $20^{\circ} \text{ C}$  erwärmte. Der Wassermenge betrug 0,42 bei einer Zugabe von 0,6% flüssigem Plastiment. Heute werden in beschränktem Umfang mehlfine Zuschläge, z. B. Kalk- oder Quarzmehl oder Sand zugegeben. Ferner werden außer Zusatzmitteln, die nur den Wasserbedarf vermindern und das Fließvermögen verbessern, auch solche mit einer blähenden Komponente verwendet. Die Eignung der verschiedenen Zusammensetzungen und der Zusatzmittel, die zugelassen sein dürfen, ist immer durch Versuche nachzuweisen.

Der Zementleim wurde mit einer Hänny-Handpumpe bei einem Druck von 3 bis 4 at eingepreßt. Zum Anschluß des Preßschlauchs an den Spannkopf diente eine Einpreßglocke, die mit Hilfe eines Kniehebels festgeklammert wurde (Bild 12). Vor dem Auspressen wurden die Spannkanaäle mit Wasser gründlich durchgespült und anschließend mit Preßluft ausgeblasen, um das Wasser aus den durchhängenden Spanngliedern zu entfernen. Die Entlüftung über die Ankerköpfe vorzunehmen. Soweit diese bereits mit Betoniert werden mußten, wurde in die Keilsatzöffnung vor dem Betonieren ein bituminierter Rundstab  $22 \text{ } \phi$  eingesetzt, der später gezogen wurde. Die Heizung des Zeltes wurde wegen des anhaltenden Frostwetters bis zum Erstarren des Auspreßmörtels aufre-



1 Pressenkeilsatz 2 Druckraum 3 Rückholzylinder 4 Meßstab 5 Kolben der Verkeilpresse 6 Druckkolben zum Pressenkeilsatz 7 Ziehkolben 8 Hubzylinder  
Bild 11. Schnitt durch die Vorspannpresse der Grün & Biflinger AG.

halten. 5 Tage nach Beendigung der Auspreßarbeiten wurde mit dem Abbruch des Zeltes begonnen.

## Messungen

Zur Ermittlung der beim Vorspannen der Platte auftretenden Spannungen wurden durch das Bundesbahn-Zentralamt München mit einem Setzdehnungsmesser an der Ober- und Unterseite der Platte Dehnungsmessungen vorgenommen, die über die Rückfederung des Lehrgerüsts wichtige Aufschlüsse gaben. So wurde z. B. festgestellt, daß — wie bereits zuvor unter 6. gesagt — bei einer Vorspannung von 40% an der Oberkante der Platte die Druckspannung auf nahe Null abgesunken war. Zu dem weiter vorgesehenen Vergleich mit den Ergebnissen der statischen Berechnung konnten sie jedoch nicht ausgewertet werden, da der Einfluß aus der Verzerrung der elastischen Verformungen zu stark überlagerte.

Ferner wurden gleiche Messungen bei der Probekbelastung mit einem beladenen Straßenroller vorgenommen. Ihre Auswertung ergab wegen der von der Berechnung abweichenden Zahl und Verteilung der Einzellasten (12 Räder gegenüber 2 Einzellasten in der Berechnung) nur ein angenähertes Bild; sie ließ jedoch erkennen, daß die Feldmomente im wesentlichen der Berechnung entsprechen, während die nach der Theorie sehr hohen negativen  $M_2$ -Momente (2.3) nicht in dieser Höhe auftraten.

## 9. Bauliche Einzelheiten und besondere Erfordernisse des elektrischen Betriebes

Im Hinblick auf die rechnerischen Zugspannungen im Bereich der stumpfen Ecken und die Notwendigkeit, die Verankerungen der Spannglieder sorgfältig gegen Korrosion zu schützen, erhielt die Platte eine Abdichtung. Sie besteht aus 0,1 mm dicken einlagigen Kupferblechbändern, die mit 10 cm Nahtüberdeckung in heiße Hekupferblechmasse eingerollt wurden. Darauf wurde ein 5 cm dicker Außenasphaltbelag in zwei Schichten aufgebracht. Im Bereich der Gehwege, wo auf die Isolierung ein Aufbeton kam, wurde noch eine Lage Pappe auf die Kupferbänder zum Schutz gegen Verletzung aufgeklebt.

Mit Rücksicht auf den elektrischen Betrieb war darauf zu achten, daß die Kupferbleche nicht geerdet wurden, damit sie bei feuchtem Beton nicht als Element wirken und zerstört werden. Durch die Verbindung mit Bitumen sind die Blechstöße unter sich nichtleitend verbunden. Mit den Geländern, die geerdet wurden, durften die Bleche nicht in Berührung kommen. In diesem Bereich wurde daher ein Streifen Oppanol BA-Folie 1,5 mm unter dem Aufbeton eingelegt. Mit Oppanol auf Kupferblechunterlage wurden auch die Fugen zwischen Plattenabschluß und Widerlager abgedichtet, um das Eindringen von Feuchtigkeit in die Lagerkammern zu verhindern. Die Abschlußfugen der Gehwege liegen rechtwinklig zur Straßenachse. Diese Anordnung wurde wegen des besseren Aussehens und der guten Begehrbarkeit gewählt. Für die Abdichtung der Fugen dienen gefaltete Bleche aus Kupfer. Die Kabelleitungen der Post und der Stadtwerke sind in Stahlrohren untergebracht, die im Aufbeton der Gehwege liegen. Die Gußasphaltschicht der Gehwege wurde 2 cm dick ausgeführt.

Aus Sicherheitsgründen waren auch die Stahleinlagen der schlaffen Bewehrung mit einer Schutzierung zu versehen (VDE 0115 § 23). Hierzu wurde die oben und unten liegende Bewehrung an den Seiten durch zusätzlich eingelegte Rundstäbe so miteinander elektrisch verschweißt, daß jeweils ein geschlossener Ring entstand. Mit Stromleitungen aus 10 mm verzinktem Weicheisendraht, der durch den

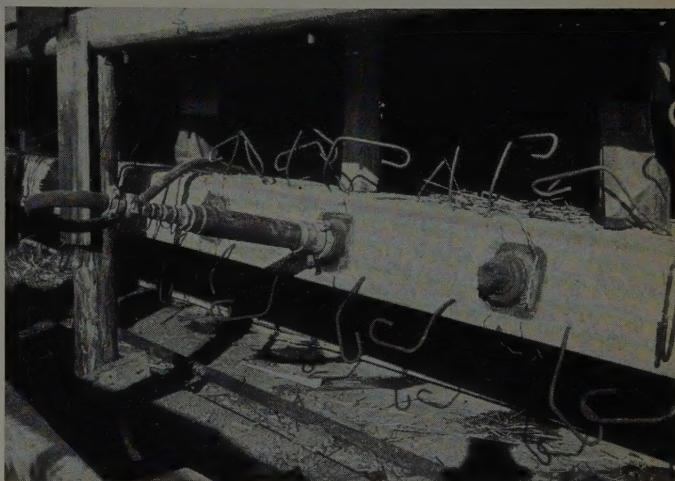


Bild 12. Auspressen der Spannglieder mit Einpreßblocke

Beton nach unten hindurchgeleitet wurde, und bituminiertem Draht wurde dann die obere Bewehrung an die äußere Schiene des einen Gleises und die untere Bewehrung an die äußere Schiene des anderen Gleises angeschlossen. Zusätzlich wurde die untere Bewehrung mit der oberen im Beton durch eine Querverbindung über den Widerlagern verbunden.



Bild 13. Grünauer Straßenüberführung nach dem Umbau

Zur Verankerung der Tragseile für die Fahrleitung wurde ein durchgehender ungleichschenkliger Winkel unter der beiderseitigen Gehwegauskragung an den Überbau geschraubt. Der Winkel war deshalb notwendig, weil die Zahl der Tragseile wegen der Weichenverbindung im Brückenbereich sehr groß ist und die genauen Maße der Abspannstellen erst später endgültig festgelegt werden konnten. Vor allem aber bietet der Winkel für spätere Änderungen die Möglichkeit, an beliebiger Stelle neue Befestigungen der Abspannseile ohne Stemmarbeiten am Überbau vorzunehmen. Diese wären mit Rücksicht auf die Spannglieder sehr unerwünscht. Die Anker für die Befestigungsschrauben des Winkels bestehen im vorderen Teil aus

korrosionsfestem Material; sie wurden zwischen den Spannköpfen einbetoniert. Zum Unfallschutz gegen Berühren der Fahrdrähtleitungen erhielt das Brückengeländer im Bereich der Drahtabspannungen eine Schutzwand, die im oberen Teil als Drahtnetz ausgebildet wurde. Bild 13 zeigt den fertigen Überbau.

Die Arbeiten wurden im Auftrag der Bundesbahndirektion Regensburg von der Grün & Bilfinger A.G. Mannheim/München und der Passauer Bauunternehmung Capellaro, die den Passauer Tunnel in Arbeitsgemeinschaft umgebaut hatten, zur vollen Zufriedenheit des Bauherrn ausgeführt, wobei neben der praktischen Erprobung des G & B-Spannverfahrens unter den erschwerten Bedingungen einer

sehr schiefen Brücke auch wertvolle Erfahrungen über den Winkbau gesammelt werden konnten.

#### Schrifttum:

- [1] Rüscher u. Kupfer, Anwendung des Spannbetons. Beton-Kalender 1956 II, S. 368/9, Verlag Wihl. Ernst & Sohn.
- [2] Nielsen, Skaevinkelde Plader. Ingeniørvideenskabelige Skrifter 1944, Nr. 3.
- [3] Olsen-Reinitzhuber, Die zweiseitig gestützte Platte. Bd. 1 u. 2, Berlin Wihl. Ernst & Sohn.
- [4] Rüscher, Fahrbahnplatten von Straßenbrücken. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton Heft 106, Berlin 1953, Wihl. Ernst & Sohn.
- [5] Ernst, Der Brücken- und Ingenieurhochbau der Deutschen Bundesbahn im Winter 1954, Die Bautechnik 1955 S. 330/331.
- [6] Eisenmann, Betonieren einer Spannbetonbrücke im Winter. B. u. St. S. 255/260.

## Der Stuttgarter Fernsehturm

Von Dr.-Ing. Fritz Leonhardt, Berat. Ing. VBI, Stuttgart

DK 624.97:621.397 Fernsehtürme  
624.012.45 Stahlbeton

(Schluß aus Heft 4)

### 5. Bauausführung

Die 8,4 m tiefe Baugrube konnte fast ganz mit dem Bagger ausgehoben werden (Beginn Juli 1954). Man legte dann zunächst Entwässerungsgräben an, um das Regenwasser in einem Pumpensumpf zu sammeln. Die letzten 15 cm Aushub im Bereich der Gründungsflächen wurden jeweils im Trockenen, bei Bedarf unter Zeltabdeckung ausgeführt, damit der Unterlagsbeton auf einwandfrei

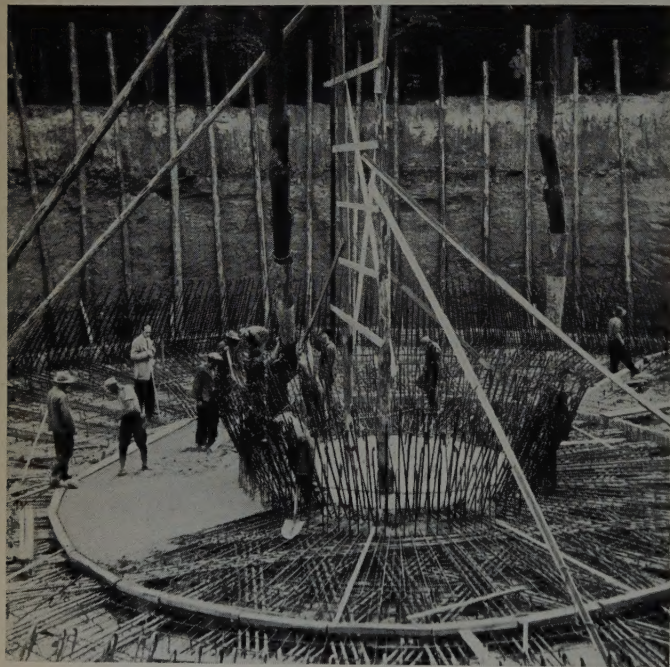


Bild 26. Betonieren der unteren Platte

trockenen Mergel kam. Nach Fertigstellung dieses Unterlagsbetons wurde die untere dünne Betonplatte 60 bis 70 cm über Grund eingeschalt (Bild 27). Anschließend wurden die 50-t-Freyssinet-Spannglieder aus 12 Drähten  $\varnothing$  8 mm St 135/150 zusammen mit der schlaffen Bewehrung eingebaut. Danach wurde die untere Betonplatte mit den Fundamenten bis zum Beginn der Kegelschalen betoniert (Bild 26 u. 28). Die radialen Binder für die Schalung zwischen den beiden Kegeln sieht man auf Bild 29. Die äußeren Schalungen wurden jeweils gegen die innere festgelegt, wobei die Höhe in drei Ringen nacheinander bewältigt wurde. Das Ringfundament wurde erst vorgespannt, nachdem der untere Teil des Schaftes betoniert war.

Beim Einfüllen der Baugrube wurde eine Lehmichtung in flacher Kegelform in einer solchen Tiefe angebracht, daß der Rand der Dichtung an die wasserführende Schicht der Umgebung anschließt, so daß Sickerwasser nach dorthin abfließen kann. Auf eine besondere Dichtung der Betonoberfläche des äußeren Kegels wurde andererseits verzichtet.

Für die Herstellung des Schaftes wurde die bei vielen Schalenbauten erprobte Heine-Kletterschalung verwendet, die für je einen Ring aus 2,50 m hohen Blechtafelreihen gebildet wird, deren kreisförmige Form mit einem Stahlring befestigten Schraubspindeln jeweils auf den richtigen Durchmesser entsprechend dem Abstand des Turmes eingestellt wird. Für die ersten 2,5 m hohen Ringe wurden 2 bis 3 Tage benötigt, später wurden an jedem Arbeitstag 2,5 m Schafthöhe fertiggestellt (Bild 30 und 31).

Die lotrechte Schaftbewehrung reichte über je zwei solche 2,5 m Abschnitte und wurde ohne Haken mit einer Überdeckungslänge von 50 d bei quergewinkelten Stäben und von 60 d bei Torstahlstäben. Jeweils die Hälfte der Stöße war gegen die andere Hälfte

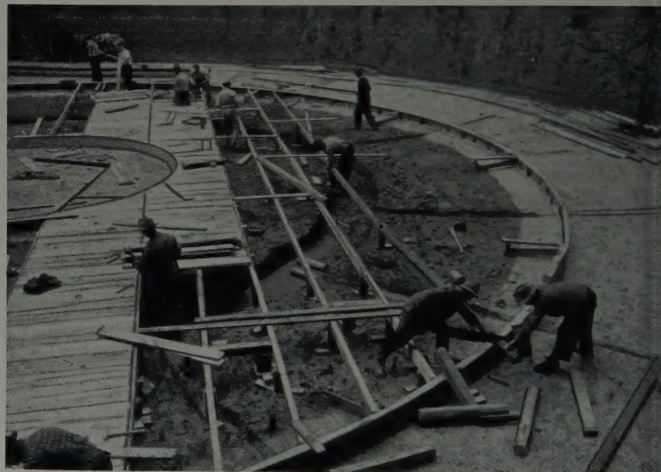


Bild 27. Zwischen dem Unterlagsbeton des Ringfundamentes und des Kernfundamentes wird die untere Betonplatte geschalt

um 2,5 m Höhe versetzt. Die Betondeckung wurde unten mit 4 cm weiter oben mit 3 cm gewählt.

Für den Beton hätte die Güte B 300 statisch genügt, für die Wetterbeständigkeit wurde B 400 verlangt. Er wurde aus Rhylandsand und -kies in den Körnungen 0/3, 3/7 und 7/30 mm und einhelligen „Schwenk“-Zement Z 325 aus Allmendingen unter Zug von „Schwenk-Vauron“ hergestellt. Nach der am Otto-Graf-Institut durchgeführten Eignungsprüfung wurde folgende Zusammensetzung gewählt:

|         |                                            |
|---------|--------------------------------------------|
| 310 kg  | Zement Z 325                               |
| 10 kg   | Vauron-Kalk                                |
| 482 kg  | Sand 0/3 mm entspr. 25,5%                  |
| 427 kg  | Sand 3/7 mm 22,5%                          |
| 981 kg  | Kies 7/30 mm 52 %                          |
| 174 kg  | Wasser einschl. Eigenfeuchte der Zuschläge |
| 2384 kg |                                            |

Ausbreitmaß 40 bis 42 cm

$$W/Z = \frac{174}{310} = 0,56.$$

Die Konsistenz war breiig, so daß durch Stochern verdichtet werden konnte. Trotzdem wurde dank der guten Eigenschaften des Betons auch bei kühler Witterung schon nach 16 Stunden eine Festigkeit von  $104 \text{ kg/cm}^2$  erreicht, und die 28-Tage-Festigkeit überschritt im allgemeinen die geforderten  $400 \text{ kg/cm}^2$  reichlich. Anfänglich wurde der Schaft durch Berieseln außen dauernd feucht gehalten. Später in den Monaten November und Dezember, als zum Teil bei Frost gearbeitet wurde, mußte der frische Beton vor zu

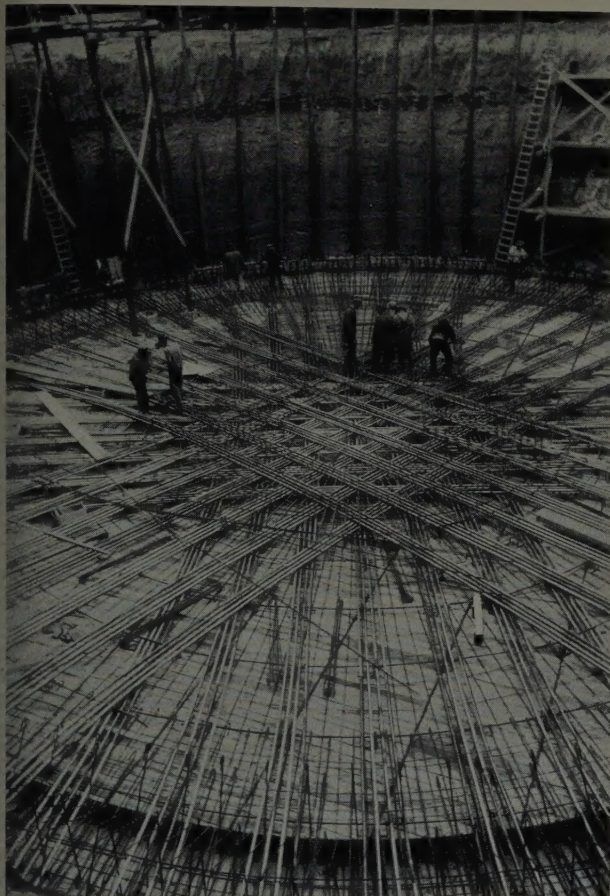


Bild 28. Die 50-t-Spannglieder der Bodenplatte sind verlegt

geringen Temperaturen geschützt werden. Die Schalbleche wurden deshalb außen zum Wärmeschutz mit Glasfaserplatten belegt und der ganze Turm bis zum Kopf auf etwa 7 m Höhe in Zeltplanen eingehüllt (Bild 32). Im Inneren wurden unmittelbar unter der Arbeitsbühne Ölbrenner der Firma Kärcher, Winnen, zur Warmluftbereitung aufgestellt. Außerdem wurde das Anmachwasser des Betons heiß gemacht. Man erreichte auf diese Weise, daß die Temperatur des Betons bis zum ausschenden Erhärten nicht unter  $12$  bis  $15^\circ$  lag.

Um sicherzugehen, daß jedem Ring die geforderte Betongüte B 400 erreicht war, wurden insgesamt etwa 2700 Prüfungen mit dem schweizerischen Beton-Prüfhammer nach Schmidt [6] durchgeführt,



Bild 29. Rüstung für den Kegel-Innenraum des Fundamentes

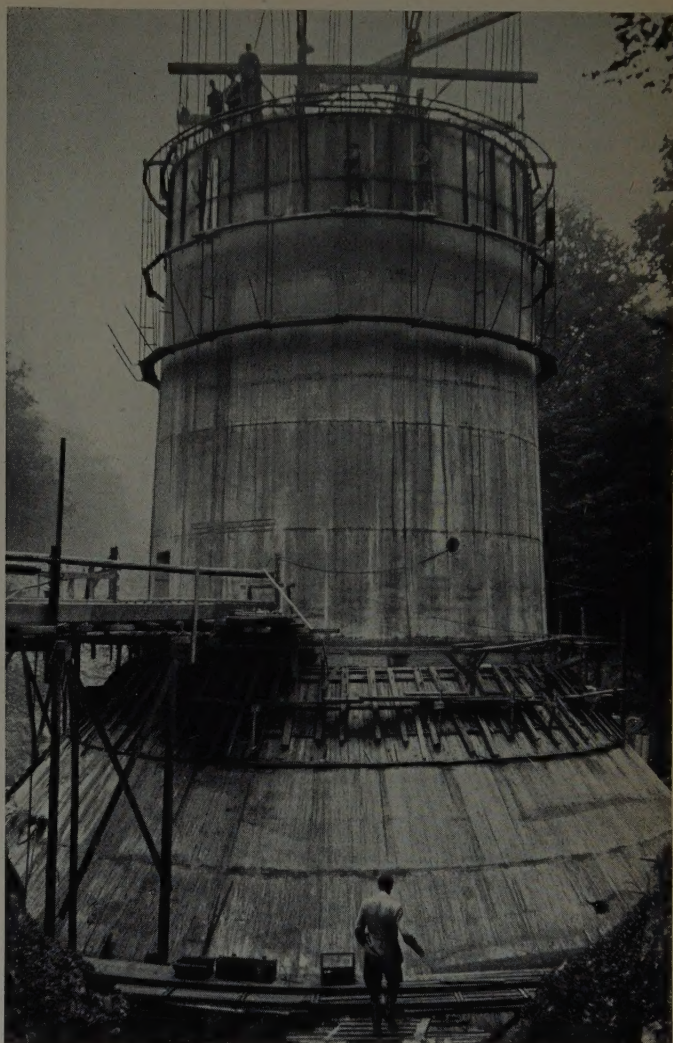


Bild 30. Die Heine-Kletterschalung beim Betonieren des 5. Ringes

davon 680 am Schaft, deren Ergebnis in Bild 34 dargestellt ist. Man sieht, daß praktisch kein Wert unter der geforderten Mindestfestigkeit lag und daß der Beton im Durchschnitt nach rund 160 Tagen (Zeitpunkt der Prüfung) etwa  $500 \text{ kg/cm}^2$  erreicht hatte. Außer dieser Prüfung mußten nach jeder fünften 2,5-m-Zone je drei Probewürfel zur Güteprüfung hergestellt werden. Die Probewürfel erbrachten im Alter von durchschnittlich 30 Tagen gemessen an 6 Gruppen zu 3 Würfeln Festigkeiten von  $375$  bis  $550 \text{ kg/cm}^2$ .

Zur Beförderung der Baustoffe und Abstützung der Hubvorrichtung für die Kletterschalung wurde im Inneren des Schaftes ein leichtes Holzgerüst eingebaut, das in mäßigen Abständen durch Verrödeln schräger im Betonschaft verankerter Seile gewissermaßen an den Schaft angehängt und gegen diesen ausgesteift wurde (Bild 34). Die Mannschaft stieg an gewöhnlichen Holzleitern im Inneren des Schaftes hoch.

Von Ende Dezember 1954 bis Mitte März 1955 wurde nur im Inneren des Turmes verlangsamt weitergebaut, weil man es nicht verantworten konnte, die schwierigste Arbeit, nämlich das Anbringen des Stahlrohrgerüsts zur Herstellung der auskragenden Hohlplatte für den Kopf, bei Kälte und häufig starkem Wind auszuführen. Bild 35 zeigt, wie hierfür zunächst ein kleiner runder Steg am Schaft angehängt wurde. Anschließend wurden die bereits fertig verschraubten



Bild 31. Der Schaft wächst und wird durch Berieseln außen dauernd feucht gehalten

Stahlrohrbinder hochgezogen, unten auf eine am Schaft angeschraubte Stahlkonsole abgesetzt und oben durch den Schaft hindurch verankert (Bild 35 und 36). Nachdem die einzelnen Binder noch untereinander gut verstrebt und die Ständerrohre gegen Knicken gesichert waren, konnte die Schalung für die Kragplatte aufgelegt werden. Die Arbeitsbühne war dort oben mit einem hohen Geländer und Netzen abgesichert. Die Herstellung der vier Geschosse des Turmkopfes bot zwar keine nennenswerten Schwierigkeiten, erforderte jedoch verhältnismäßig viel Zeit, bis zum Juli 1955. Dabei wurde der Rest des Schaftes bis zur Antenne mit vorbereiteten Holztafeln, die mit Hartfaserplatten beschlagen waren, geschalt.

Für das Montieren des stählernen Antennenmastes wurde zunächst auf der oberen Plattform ein Derrick aufgestellt, der den Fuß des Mastes in 4 Teilen auf die vorbereitete Schalung absetzte, so daß er einbetoniert werden konnte. Der obere Teil des Mastes wurde mit einem kleinen an ihm selbst befestigten Derrick weitermontiert, wobei 8 m lange Schüsse aus den einzelnen Pfosten mit den Diagonalen versetzt und durch Einschrauben der restlichen Diagonalen in den beiden anderen Ebenen miteinander verbunden wurden. Das letzte Stück des Mastes wurde am 17. August 1955 hochgebracht. Der innere Ausbau des Sendergeschosses war inzwischen so weit fortgeschritten, daß bereits am 20. Oktober 1955 mit den Fernsehsendungen begonnen werden konnte.

Der Einbau des Aufzuges und der innere Ausbau des Turmkopfes boten noch viel Bemerkenswertes, was wohl gelegentlich der dafür verantwortliche Architekt Heinle beschreiben wird. Für diese Arbeiten wurde außen am Turm ein einfacher Personen- und Lastenaufzug angebaut, dessen obere Tragkonstruktion über die Aussichts-



Bild 32. Die Frostschutthaube

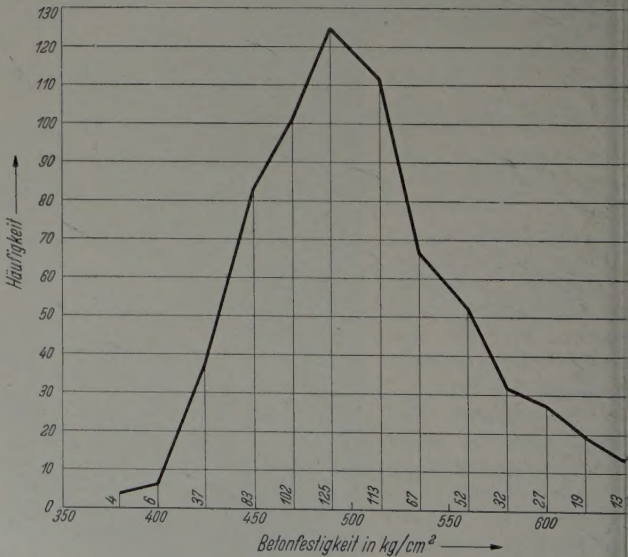


Bild 33. Häufigkeit der Betonfestigkeit am Schaft, ermittelt mit dem Beton-Prüfhammer nach Schmidt

plattform auskragte. Der Aufzugskasten faßte 4 Personen und wurde durch zwei lotrecht gespannte Drahtseile geführt. Er konnte senkrecht auf die Aussichtsplattform eingefahren und dort abgesetzt werden (Bild 37). Er wurde ohne Gegengewicht von einer am Boden stehenden 28-PS-Winde mit entsprechenden Sicherungs- und Antriebsvorrichtungen gefahren.

Bild 38 zeigt ein Luftbild und Bild 39 eine Aufnahme des Turmschaftes von unten während der Bauzeit und gibt einen Begriff von dem tadellosen Äußeren des Betons. Die Bilder 40 und 41 geben einen Eindruck des fertigen Bauwerkes, während Bild 42 den Ausblick auf Stuttgart von der Aussichtsplattform zeigt.

#### Beobachtungen über Setzungen und Schwankungen

Zur Beobachtung der Setzungen wurden am Turmschaft außen an den Höhenbolzen 7, 8 und 9 gemäß der Grundrißskizze des Bildes 43 angebracht. Mit den Messungen wurde versehentlich erst begonnen, nachdem der Schaft schon 35 m hoch war. Aus der Rückwärtsveränderung der Setzungskurve ergibt sich, daß bis dahin ungefähr



Bild 34. Das leichte hölzerne Fördergerüst im Inneren des Schaftes

0 mm Setzung aufgetreten waren. Die gleichzeitig in Bild 43 aufgetragene Kurve der eingebauten Gewichte des Bauwerkes zeigt, daß die Setzungen während der Bauzeit ziemlich proportional zur Belastung des Baugrundes verlaufen sind. Die drei Meßpunkte lagen im Bereich der Meßgenauigkeit zunächst nahe beieinander. Erst beim Einbringen der Erdauflast in der Zeit vom 1. 2. 1955 bis 5. 7. 1955 ergaben sich unterschiedliche Setzungen bis zu 1,7 mm, so daß am Fundamentring Unterschiede bis zu rund 4 mm bei einer gesamten Setzung von im Mittel 35 mm zu erwarten sind. Die Kurven zeigen, daß die Setzungen noch nicht beendet sind, was für lockere Böden die Regel ist. Die mit 35 mm vorausberechnete Setzung war demnach etwas zu klein angenommen.

Der ungleichen Setzung entspricht ein Ausschlag des Turmkopfes am Beginn des Sendemastes von rund 34 mm, was unbedenklich ist, indem Messungen der Turmachse zeigten, daß der Turm zunächst in der anderen Richtung etwas schräg geraten war. Die einseitige Setzung wurde dadurch verursacht, daß die Erdauffüllung zunächst



Bild 35. Versetzen der ersten Rohrbinder für die Kragplatte des Turmkopfes



Bild 36. Das fertige Rohrgestüt für den ausladenden Turmkopf

hauptsächlich in der Richtung des Punktes 8 durchgeführt worden war und zwischen den Punkten 7 und 9 gemäß dem weißgelassenen Sektor des kleinen Grundrisses auf Bild 43 ein Teil der Erdauf-füllung durch die dortigen Untergeschoßräume an der Eingangshalle fehlt. Man erkennt daraus, wie wichtig es ist, daß auch die Erdauf-last eines Fundamentes gleichmäßig wird, wenn man ungleiche Ver-formungen des Baugrundes vermeiden will. Zur Verhütung dieser Erscheinung war schon während der Bauzeit eine teilweise Ver-füllung mit Bims oder dergleichen erwogen worden. Diese Maßnahme wurde jedoch wegen der dadurch bedingten Kosten nicht durch-geführt.



Bild 37. Der über die Aussichtsplattform vorgekrante Bauaufzug mit den beiden Führungseilen

Weitere Beobachtungen zeigten, daß sich der Turm in 125 m Höhe an einem sonnigen Augusttag nach der auf Bild 44 einge-tragenen Kurve bewegt, also etwa eine Ellipse mit rund 80 mm Länge beschreibt. Dies bedeutet, daß die Bewegung des Turmkopfes auf der Plattformhöhe durch Sonnenbestrahlung allein 90 bis 100 mm beträgt. Bei der eingetragenen Kurve ist die ab 13 Uhr zunehmende Bewölkung zu beachten. Hätte die Sonne weitergeschienen, dann hätte sich der Turm weiter nach Nord-Osten bewegt. Einseitige Erwärmung durch Sonnenbestrahlung gibt also beachtliche Be-



Bild 38. Luftaufnahme während der Bauzeit

wegungen. Beim Bau darf man daher nur morgens vor Sonnen-gang einloten. Der Mittelpunkt der Ellipse darf ungefähr als Ru-lage bei konstanter Temperatur angesehen werden, er liegt r-40 mm vom Mittelpunkt des Turmes an seinem Fuß entfernt. daß diese Messung die geringe Schrägstellung des Turmes bestä-t. Die Windschwankungen wurden bisher nur von einer bena-



Bild 39. Hoch ragt der Turm zum fernen Kopf

ten Sternwarte aus beobachtet und maximal mit 40 mm angeben. Es ist beabsichtigt, gelegentlich bei Sturm im Turmkopf Messungen vorzunehmen.

### Baustoffmengen

|          |                                                    |      |                |
|----------|----------------------------------------------------|------|----------------|
| ndament: | Erdaushub .....                                    | 4720 | m <sup>3</sup> |
|          | Beton B 225.....                                   | 54   | m <sup>3</sup> |
|          | Beton B 300.....                                   | 652  | m <sup>3</sup> |
|          | Bewehrung Betonstahl I.....                        | 5,9  | t              |
|          | Bewehrung Betonstahl III .....                     | 37,9 | t              |
|          | Sigma-Spannstahl $\varnothing$ 8 mm St 135/150 ..  | 14,6 | t              |
| haft:    | Beton B 225.....                                   | 143  | m <sup>3</sup> |
|          | Beton B 400.....                                   | 868  | m <sup>3</sup> |
|          | Bewehrung Betonstahl I.....                        | 15,8 | t              |
|          | Bewehrung Betonstahl III .....                     | 95,5 | t              |
|          | Bewehrung Baustahlgewebe, Betonstahl IV .....      | 0,8  | t              |
| orb:     | Beton B 300.....                                   | 241  | m <sup>3</sup> |
|          | Bewehrung Betonstahl I.....                        | 6,6  | t              |
|          | Bewehrung Betonstahl III .....                     | 33,8 | t              |
|          | Sigma-Spannstahl, $\varnothing$ 5,2 mm, St 145/165 | 0,3  | t              |

### 8. Baukosten

Der Rohbau des Turmes kostete rund 680 000 DM. Für Frostschutzmaßnahmen und für Beseitigung von Erdrückungen in die Baugrube infolge ungewöhnlich starker Regenfälle wurden zusätzlich etwa 40 000 DM bezahlt. Der gesamte Turm mit seinen Inneneinrichtungen und dem am Fuß des Turmes erbauten Restaurant mit großer Kücheneinrichtung, Toiletten usw. kostete rund 3,7 Millionen DM.



Bild 40. Der fertige Turm in der Waldschneise



Bild 41. Der Turmkopf mit seiner glitzernden Aluminiumhaut und mit Korb des „Fenster-Elefanten“

### 9. Die Beteiligten

Idee, Entwurf und Konstruktion des Fernsehturmes Stuttgart stammen vom Verfasser. Die statische Berechnung wurde in seinem Büro von Dipl.-Ing. Pieckert aufgestellt und die Ausführungszeichnungen daselbst von Bauing. Wäger und anderen angefertigt. Die örtliche Bauleitung des Turm-Rohbaues oblag Dipl.-Ing. Zimmermann vom Büro Leonhardt.

Die verantwortungsvolle Aufgabe des Prüfeningenieurs hat Professor Dr.-Ing. Deininger von der Techn. Hochschule Stuttgart auf sich genommen. Ihm danken der Verfasser und die Unternehmer für zahlreiche Anregungen vor allem auf Grund seiner umfangreichen Erfahrungen auf dem Gebiet des Schornsteinbaues. Er veranlaßte u. a. auch den Einbau von Betonprismen im Schaft, die den dortigen Druckspannungen ausgesetzt sind und später auf Zugfestigkeit geprüft werden. Ferner wurden Meßstellen an Bewehrungs-





Bild 42. Besucher der Aussichtsplattform genießen den Blick auf das im Talkessel liegende Stuttgart

täben für den Nachweis der Spannungumlagerung eingebaut. Über die Ergebnisse wird Deininger zu gegebener Zeit berichten.

Die Planung des inneren Ausbaues des Turmes und die Gesamtplanung der beiden Gebäude am Fuß des Turmes oblagen Architekt Dipl.-Ing. Erwin Heinle vom Südd. Rundfunk mit Dipl.-Ing. Rösemann und anderen als Mitarbeitern. Architekt Heinle hatte als Vertreter des Bauherrn gleichzeitig die Oberbauleitung der gesamten Baumaßnahme. Für die Ausgestaltung der Gaststättenräume war Frau Professor Herta Maria Witzemann, Stuttgart, gewonnen worden.

Die Ausführung des Turmes war der Arbeitsgemeinschaft Gustav Föppl, Stuttgart-Degerloch und Wayss & Freytag AG, Niederlassung Stuttgart, übertragen. Die Wayss & Freytag AG konnte dabei auf die Erfahrungen bei der Herstellung von etwa 90 Stahlbeton-Steinernen zurückgreifen und einen erfahrenen Oberpolier, Herrn Locho, einsetzen. Beide Firmen haben gemeinsam ihr Bestes gegeben, um das kühne Bauwerk gelingen zu lassen. Die Stahlgerüste am Turmkopf führte die Mannesmann-Leichtbau GmbH in München durch. Den Stahlgittermast lieferte und montierte die Firma Hein, Lehmann und Co KG, Berlin.

Die beiden Aufzüge im Inneren des Turmes wurden von der Firma Laushahn, Stuttgart, eingebaut, die damit zum erstenmal in Deutschland Aufzüge für derartige Geschwindigkeiten und Höhen gefertigt hat.

Die Fenster und die Aluminiumaußenhaut des Kopfes einschließlich der Brüstung wurden von Firma Metallbau Marcus, Berlin-Chöneberg, hergestellt und eingebaut.

Die stählerne Nottreppe im Turmschaft errichtete die Firma Knodel, Stahlkonstruktionen, Stuttgart.

Es würde zu weit führen, die übrigen Berater und Unternehmer

in dieser Bauingenieur-Fachzeitschrift anzuführen. Jedenfalls haben alle Beteiligten ihr Bestes gegeben, um die ungewöhnlichen Aufgaben zufriedenstellend zu lösen.

Mit besonderer Dankbarkeit darf berichtet werden, daß kein ernstster Unfall vorkam.

Die Zusammenarbeit der vielen für das Gelingen eines solchen Bauwerkes nötigen Fachleute war erfreulich gut. Wir wollen auch dankbar daran denken, daß solche technischen Leistungen zu einem guten Teil auf dem in vielen Generationen vor uns von unseren Vätern erarbeiteten und angesammelten Wissen beruhen.

Der Verfasser möchte außerdem auch hier allen Mitwirkenden und besonders dem Bauherrn, der als öffentlich-rechtliche Anstalt bei diesem Objekt einen vorbildlichen und mutigen unternehmerischen Geist gezeigt hat, seinen aufrichtigen Dank für das Zustandekommen dieses Bauwerkes abstatten.

Bei der raschen Entwicklung der Fernsehtürme wird der Stuttgarter Turm nicht lange allein bleiben. Ein ähnlicher Turm ist bereits in der Ostzone im Bau. Der Verfasser hofft, mit diesem Bauwerk einen Weg gewiesen zu haben, wie man technisch notwendige Einrichtungen auch schön und anziehend bauen kann, so daß sie der Allgemeinheit Freude und Genuß spenden, denn er betrachtet es als sicher, daß zahlreiche Besucher und besonders die Jugend den weiten Ausblick von der Turmeshöhe auf die schön gelegene schwäbische Hauptstadt mit innerem Gewinn erleben werden.

#### Schrifttum:

- [1] B. u. E. 1941, Heft 21/22.
- [2] Föppl, Technische Mechanik, Band 4.
- [3] Schweiz. Bauzeitg. 1936, Heft 3.
- [4] IVBH 1932, Abhandlungen.
- [5] Mörsch, Die Bemessung im Eisenbetonbau, 5. Aufl. Stuttgart 1950, Konrad Wittwer.
- [6] Vgl. u. a. Schweiz. Bauztg. 1950, S. 378.



Gewählt:  $v_2 = 2,00$ .

Hierfür wird mit  $M_{ik}'' = -2 \frac{v}{h_{ik}} \cdot K_{ik}$ :

$$M_{14}'' = -2 \cdot \frac{2,00}{2,0} \cdot 3,0 = -6,00,$$

$$M_{25}'' = -2 \cdot \frac{2,00}{4,0} \cdot 1,5 = -1,50.$$

nach dem Ausgleich (Bild 6) können die Horizontalkräfte bestimmt werden, sie sind:

$$H_{2,2} = -\frac{1}{2,0} (-1,69 - 2,03) - \frac{1}{4,0} (-1,04 - 0,97) = +2,36,$$

$$H_{4,2} = -\frac{1}{5,0} (-0,18 + 0,72) + \frac{1}{2,0} (-2,03 - 1,69) = -1,97,$$

$$H_{6,2} = -\frac{1}{3,0} (+0,40 - 0,10) + \frac{1}{4,0} (-0,97 - 1,04) = -0,60.$$

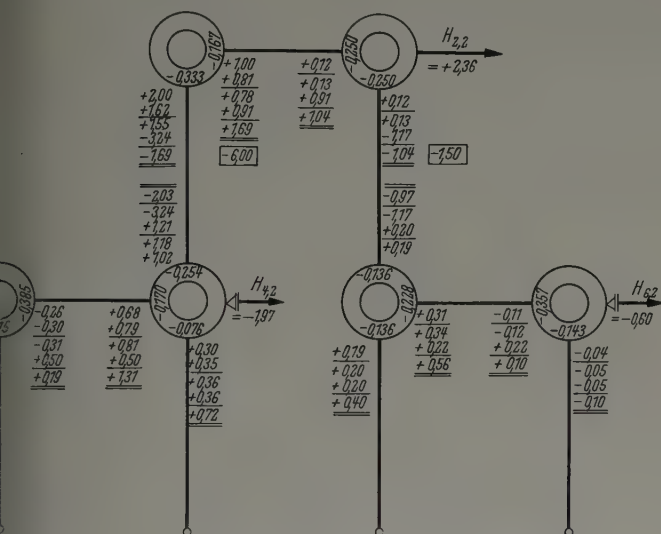


Bild 6

## Eigenspannungszustand $v_4$

Es ist wie im Abschnitt 2.21 vorzugehen.

Gewählt:  $v_4 = 2,50$ .

$$M_{37}'' = -2 \cdot \frac{2,50}{1,5 \cdot 5,0} \cdot 0,6 = -0,40,$$

$$M_{48}'' = -2 \cdot \frac{2,50}{1,5 \cdot 5,0} \cdot 0,9 = -0,60,$$

$$M_{41}'' = +2 \cdot \frac{2,50}{2,0} \cdot 3,0 = +7,50.$$

Der Ausgleich wird im Bild 7 gezeigt, in dem auch die hieraus erhaltenen Horizontalkräfte eingetragen sind.

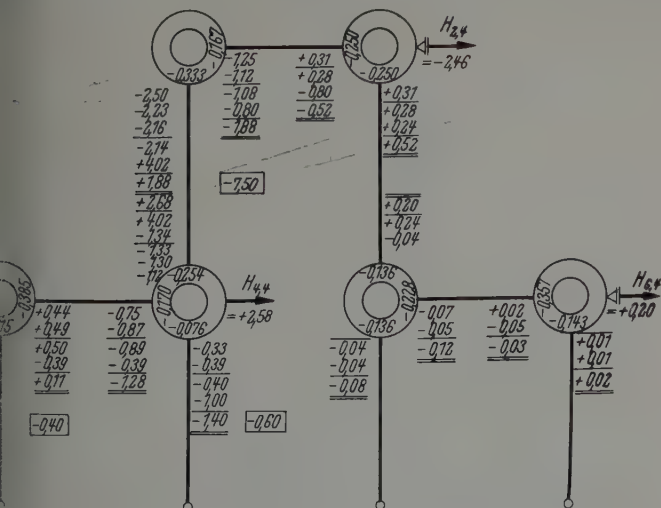


Bild 7

## 2.23 Eigenspannungszustand $v_6$

Gewählt:  $v_6 = 3,60$ .

$$M_{59}'' = -2 \cdot \frac{3,60}{1,5 \cdot 3,0} \cdot 1,5 = -2,40,$$

$$M_{610}'' = -2 \cdot \frac{3,60}{1,5 \cdot 3,0} \cdot 1,0 = -1,60,$$

$$M_{52}'' = +2 \cdot \frac{3,60}{4,0} \cdot 1,5 = +2,70.$$

Alles weitere geht aus dem Rechenschema (Bild 8) hervor.

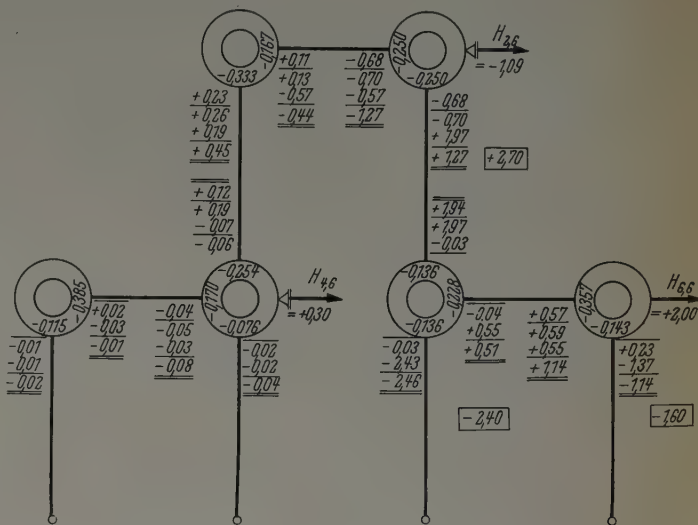


Bild 8

## 2.3 Gleichungssystem und allgemeine Lösung

Die allgemeine Form des Gleichungssystems lässt sich unabhängig von der Belastung schreiben:

| $X_2$     | $X_4$     | $X_6$     | $H_{2,0}$ | $H_{4,0}$ | $H_{6,0}$ |
|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| $H_{2,2}$ | $H_{2,4}$ | $H_{2,6}$ | -1        | 0         | 0         |
| $H_{4,2}$ | $H_{4,4}$ | $H_{4,6}$ | 0         | -1        | 0         |
| $H_{6,2}$ | $H_{6,4}$ | $H_{6,6}$ | 0         | 0         | -1        |

Mit den Zahlenwerten des Beispiels ergibt sich als allgemeine Lösung:

|       | $H_{2,0}$ | $H_{4,0}$ | $H_{6,0}$ |
|-------|-----------|-----------|-----------|
| $X_2$ | -3,329    | -3,069    | -1,356    |
| $X_4$ | -2,454    | -2,655    | -0,941    |
| $X_6$ | -0,754    | -0,656    | -0,813    |

## 2.4 Lastspannungszustand

Zur Erläuterung des weiteren Rechenganges sei die Beschränkung auf einen Lastspannungszustand erlaubt.

Der Riegel 1 — 2 sei mit  $q = 3$  t/m belastet.

$$\bar{M}_{12} = -\bar{M}_{21} = -\frac{3 \cdot 12^2}{12} = -36 \text{ tm.}$$

Bild 9 gibt hierzu den Momentenausgleich und die Ermittlung der Horizontalkräfte in beschriebener Weise.

## 2.5 Stabendmomente

Nach der in 2.3 angegebenen allgemeinen Lösung ist nunmehr für den durchgerechneten Lastfall:

$$X_2 = -3,329 \cdot (-11,62) - 3,069 \cdot 19,47 - 1,356 \cdot (-8,30)$$

$$= -9,816,$$

$$X_4 = -2,454 \cdot (-11,62) - 2,655 \cdot 19,47 - 0,941 \cdot (-8,30)$$

$$= -15,367,$$

$$X_6 = -0,754 \cdot (-11,62) - 0,656 \cdot 19,47 - 0,813 \cdot (-8,30)$$

$$= +2,737.$$

In dem Rechenschema (Bild 10) sind die gesuchten Stabendmomente nach der Beziehung

$$M = M_0 + X_2 M_2 + X_4 M_4 + X_6 M_6$$

ermittelt.  $M_0$  sind die am unverschieblichen Rahmen aus der Belastung in 2.4 nach Bild 9 erhaltenen Stabendmomente.  $M_2, M_4$

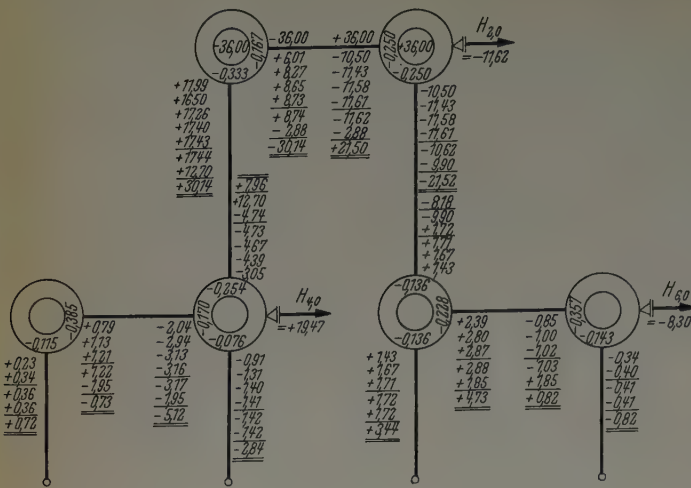


Bild 9

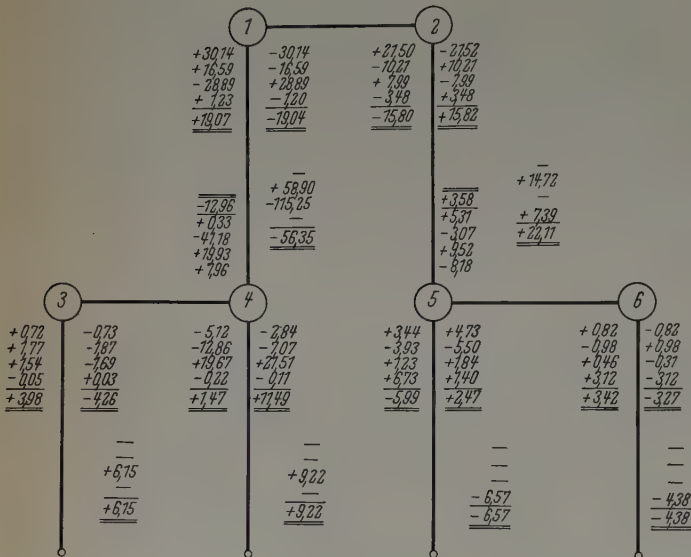


Bild 10

und  $M_6$  sind die Stabendmomente, die aus den nach 2.2 angenommenen Verschiebungen in den Bildern 6 bis 8 ermittelt wurden. Nach Erhalt der Unbekannten  $X_n$  kann angegeben werden, mit welchem absoluten Momentenfehler am Knoten zu rechnen ist.

Unter der Annahme, daß in jedem Eigenspannungszustand gleichen Knoten die Momentensumme  $\pm 0,01$  beträgt (s. Knoten ist im Endergebnis mit

$$\Sigma M \leq \pm 0,01 (9,816 + 15,367 + 2,737) = \pm 0,28 \text{ tm}$$

zu rechnen. Dieser Fehler tritt unabhängig von der Größe der Momente auf. Je kleiner sich die Unbekannten  $X_n$  ergeben, um befriedigender wird das Endergebnis. Das kann dadurch erreicht werden, daß die Eigenspannungszustände genauer berechnet, daß die Verschiebungen größer gewählt werden. Da hiermit arbeit verbunden ist, wird man von Fall zu Fall zu entscheiden haben, ob größere Genauigkeit unerlässlich oder der Fehler belanglos ist.

## 2.6 Prüfrechnung

Auf die Gleichgewichtsbedingung  $\Sigma M = 0$  wurde bereits hingewiesen.

Als zweite Gleichgewichtsbedingung steht  $\Sigma Q = 0$  in üblicher Weise zur Verfügung. Es ist selbstverständlich, daß außer dem im Beispiel

$$Q_{14} = Q_{37} + Q_{48} \text{ und } Q_{25} = Q_{59} + Q_{610}$$

sein muß.

Gleichmaßen bieten die zwei zur Verfügung stehenden Verformungsbedingungen nichts Neues. Es sei lediglich betont, daß vorliegenden Falle nicht die Querverschiebungen des Knotens gegenüber Knoten 4 und des Knotens 2 gegenüber Knoten 5 gleich sein können, sondern daß vielmehr die Querverschiebungen Stiele 1—4—8 und 2—5—9 gleich sein müssen. Mit den

schiebungsanteilen (Bild 10) ergeben sich aus  $v = -\frac{M_{ik}}{2 \cdot A}$

die Verschiebungen für:

$$\text{Stiel 1—4—8: } + \frac{56,35 \cdot 2,0}{2 \cdot 3,0} - \frac{9,22 \cdot 1,5 \cdot 5,0}{2 \cdot 0,9} = -19,63;$$

$$\text{Stiel 2—5—9: } - \frac{22,11 \cdot 4,0}{2 \cdot 1,5} + \frac{6,57 \cdot 1,5 \cdot 3,0}{2 \cdot 1,5} = -19,63.$$

## 3. Weitere Anwendungsmöglichkeit

Das gleiche Verfahren ist ebenfalls anwendbar bei unterbrochenen Stielen (Bild 11). Ist jedoch der obere Riegel symmetrisch belastet und die Steifigkeit der oberen Stiele gleich groß, so läßt sich einfacher nach Sahmel [2] rechnen.

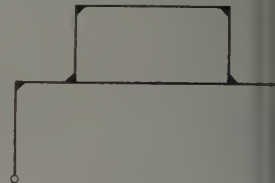


Bild 11

### Schrifttum:

- [1] Kani, Die Berechnung mehrstöckiger Rahmen, 4. Aufl., Stuttgart 1955, K. Wittwer.
- [2] Sahmel, Beschleunigung der Konvergenz bei Berechnung von Rahmentragwerken nach Kani, Stahlbau 1954, Heft 11, Seite 262.

# Das Für und Wider der $n$ -freien Bemessung

## IV. Zusammenfassung

Von Professor Dr.-Ing. Alfred Mehmel, Darmstadt

DK 624.012.41 Bemessung von Stahlbeton

Ich möchte die Zusammenfassung damit beginnen, Ihnen die mechanischen Grundlagen beider Berechnungsverfahren ganz kurz nochmals vor Augen zu führen:

Spannungs- und Verzerrungszustand beliebiger mechanischer Kontinua sind folgenden Gesetzen unterworfen:

1. den Forderungen des Gleichgewichts;
2. den differential-geometrischen Beziehungen zwischen Verzerrungen und Verschiebungen (Verträglichkeit der Formänderungen). Beim schlanken Balken vereinfachen sich diese Beziehungen zum Ebenbleiben der Querschnitte.
3. dem Werkstoffgesetz (Spannungsverzerrungs-Gesetz). Für den Verbundbalken muß also der Zusammenhang zwischen Spannung und Verzerrung beider Baustoffe, Stahl und Beton, bekannt sein.

Das  $n$ -Verfahren der DIN 1045 und die  $n$ -freien Verfahren haben die beiden ersten Voraussetzungen — Gleichgewicht und eben-

bleibender Querschnitt — gemeinsam; sie unterscheiden sich in der dritten Voraussetzung, nämlich in den physikalischen Beiwerten des Werkstoffgesetzes.

Das  $n$ -Verfahren nimmt eine lineare  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie sowohl für Stahl als auch für Beton an. Die beiden konstanten Moduln verhalten sich voneinander wie  $1/n$ . Die  $n$ -freien Verfahren wollen die wirklichen  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linien und insbesondere die des Betons in die Rechnung einführen. Es würde präziser unterscheiden zwischen dem Verfahren mit konstanten E-Moduln bzw. konstantem  $n$  und den Verfahren mit nichtkonstanten E-Moduln, insonderheit nichtkonstantem E-Modul des Betons bzw. nichtkonstantem  $n$ .

Gleichgültig welches Spannungsverzerrungs-Gesetz für den Beton gewählt wird — ob ein lineares oder ob ein anderes, dem wirklichen physikalischen Verhalten der Baustoffe besser gerecht werdendes Gesetz —, möchte ich klar feststellen, daß man grundsätzlich mit dem  $n$ - und den  $n$ -freien Verfahren die gleichen Aufgaben anpa-

n. Die gemeinsame mechanische Grundlage zeigt sich in mancher-  
Übereinstimmungen und Analogien: Man kann, was in der Fach-  
nicht immer erkannt wird, mit beiden Verfahren die kritische  
oder die Bruchlast auch eines vorgespannten Querschnitts be-  
nen; denn auch das  $n$ -Verfahren der DIN 1045 ist ein Traglast-  
fahren, und die errechneten Spannungen im Betondruckbereich  
nur Rechengrößen und sagen nichts über die wirklichen Spannun-  
aus. Man kann auch nach dem  $n$ -Verfahren das Steigen der Null-  
während des Fließens der Stahleinlagen rechnerisch verfolgen,  
n man an Stelle des  $E$ -Moduls des Stahls seinen Sehnenmodul, d.h.  
Modul der gesamten Formänderung zur Berechnung von  $n$  ein-  
t. Die Bemessungsformeln weisen den gleichen Aufbau auf, frei-  
mit verschiedenen Koeffizienten entsprechend den verschiedenen  
werten der verwendeten  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linien. Eine Verringerung der zu-  
gen Betondruckspannung im  $n$ -Verfahren führt zu höheren  
erschnitten und Verringerung der Grenzbewehrung; die gleiche  
kung hat die Verringerung der Biegedruckfestigkeit in den  
einen Verfahren.

as Bestreben, das  $n$ -Verfahren der DIN 1045 durch ein  $n$ -freies  
fahren zu ersetzen, gründet sich auf die Beobachtung, daß die  
a dem  $n$ -Verfahren berechnete Tragfähigkeit der Biegedruck-  
geringer ist als sie zahlreiche Versuche aufweisen, und daß man  
essere Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch und  
chzeitig wirtschaftlich überlegene Konstruktionen erhält, wenn  
für den Beton an Stelle des konstanten einen mit der Spannung  
ehmenden Elastizitätsmodul, d. h. eine nach der  $\epsilon$ -Achse hohl  
stimmte  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie des Betons in die Rechnung einführt.

den Naturwissenschaften und in der auf naturwissenschaftlicher  
s arbeitenden Technik entscheidet der Versuch, d. h. die  
ur, als letzte Instanz. Darüber gibt es keinen Zweifel. Eine Dis-  
panz zwischen Theorie und Praxis, von der so oft gesprochen wird,  
es eigentlich nicht.

timmen Theorie und Natur nicht miteinander überein, so ist eben  
Theorie falsch bzw. unzureichend, wobei es freilich vorkommt, daß  
isse Diskrepanzen bewußt in Kauf genommen werden.

ieser Wahrheitsanspruch ist aus der Welt des Naturwissenschaft-  
und des Ingenieurs nicht wegzudenken, er gibt unserem Beruf  
n eigenen Wert. Goethe sagt<sup>1)</sup>:

Ohne meine Bemühungen in den Naturwissenschaften hätte ich  
ich die Menschen nie kennengelernt, wie sie sind. In allen anderen  
gen kann man dem reinen Anschauen und Denken, den Irrtümern  
Sinne wie des Verstandes, den Charakterschwächen und -stärken  
t so nachkommen, es ist alles mehr oder weniger biegsam und  
wankend und läßt alles mehr oder weniger mit sich handeln; aber  
Natur versteht gar keinen Spaß, sie ist immer wahr, immer ernst,  
er strenge, sie hat immer recht, und die Fehler und Irrtümer  
immer des Menschen. . . .“

ch möchte in diesem Zusammenhang für unseren Altmeister des  
albetons, Professor Dr. Mörsch, gegen eine auf Emperger  
ckgehende, m. E. unzutreffende Interpretation, wie wir sie von  
rn Professor Dr. Jäger hörten, eintreten:

erade Mörsch hat stets den Versuch sprechen und sich von ihm  
n lassen. Gerade er hat dieses Prinzip, nämlich den Primat des  
suchs, voll anerkannt, von dem ausgehend die  $n$ -freien Verfahren  
n Anspruch erheben.

as Postulat der  $n$ -freien Verfahren — ich benutze sinngemäß den  
Professor Jäger zitierten Ausspruch von Professor Saliger —  
t allein der Nützlichkeit, sondern auch der weiter fortschreitenden  
enschaftlichen Erkenntnis Rechnung zu tragen, d. h. wirt-  
ftlich und wissenschaftlich fortschrittlich zugleich zu rechnen und  
konstruieren, muß dem Grunde nach, darüber kann gar kein  
ifel sein, vorbehaltlos bejaht werden. Warum stimmen nun nicht  
Fachleute, Praktiker und Wissenschaftler der Rechnung mit ver-  
erlichem  $E_t$  zu? Es wird als Nachteil betrachtet, daß sich die  
amtheit der praktisch tätigen Ingenieure umstellen müßte, und,  
wohl noch schwerer ins Gewicht fiele, daß man die Sprache der  
r als 50 Jahre umspannenden Literatur auf dem Gebiet der Stahl-  
n-Balkenberechnung verlassen würde.

s ist deshalb von Dr. Bonatz vor mehreren Jahren vorge-  
agen und hier eingehend erörtert worden, die Rechnung mit kon-  
stant  $n$  beizubehalten und sie den Ergebnissen der Biegeversu-  
e dadurch anzupassen, daß man gewisse Beiwerte entsprechend

ändert. Und zwar soll eine rechnerische Biegedruckfestigkeit einge-  
führt werden, die höher ist als die im einachsigen Druckversuch fest-  
gestellte Druckfestigkeit an Würfeln bzw. Prismen.

Nach dem Vorschlag von Dr. Bonatz kommen als Rechenwerte  
zum Teil nicht unerheblich höhere zulässige Spannungen zur An-  
wendung als nach DIN 1045, und diese Optik stößt bei den Verfech-  
tern des  $n$ -freien Verfahrens auf Widerspruch. Es wird befürchtet,  
diese Rechengrößen würden in der Öffentlichkeit mißverstanden  
werden. Auch der Grundsatz, eine unzureichende Theorie dem Ver-  
such durch unwirkliche Rechengrößen anzupassen, anstatt die physik-  
alische Wirklichkeit unmittelbar sprechen zu lassen, wird bemängelt.  
Die Forderung, die neuen wissenschaftlichen Erkenntnisse mit den  
daraus folgenden wirklichen physikalischen Beiwerten des Werk-  
stoffgesetzes in die Rechnung einzuführen, sei von höherem Rang als  
der Vorteil, den die Beibehaltung eines sanierten  $n$ -Verfahrens in der  
Praxis böte.

An einem Beispiel, das einen großen praktisch interessierenden  
Bereich umfaßt, habe ich gezeigt, wie sich das  $n$ -Verfahren der DIN  
1045 und das  $n$ -freie Verfahren mit verschiedenen  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linien des  
Betons auf die Bemessung der Balkenquerschnitte auswirkt [1].  
Allgemein ist festzustellen, daß mit zunehmendem Völligkeitsgrad  $\alpha$   
die Grenzbewehrungen der  $n$ -freien Balken wachsen und das doppelte  
und mehr der den  $n$ -Balken zugeordneten Werte annehmen.

Daraus folgt, daß die  $n$ -freien Balken bei Ausnutzung ihrer  
Grenzbewehrung in der Regel sehr viel kleinere Konstruktionshöhen  
aufweisen, d. h. weicher als die  $n$ -Balken der DIN 1045 sind  
und den bisherigen Erfahrungskreis des Stahlbetons weit  
verlassen. Die hier hervortretende Neigung, weicher zu bauen,  
scheint mir übrigens z. Z. im gesamten konstruktiven Ingenieurbau  
vielfach hervorzutreten.

Es ist festzustellen, daß die wirtschaftliche Überlegenheit  
der  $n$ -freien Verfahren an Betonarbeitslinien mit  $\alpha > 0,5$ ,  
d. h. an die höhere Bewertung der Biegedruckkraft als nach  
DIN 1045 gebunden ist. Solche  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linien des Betons werden heute  
durchweg in allen Ländern angenommen; Bild 1 zeigt z. B. die der  
DIN 4227 mit  $\alpha = 0,75$ .

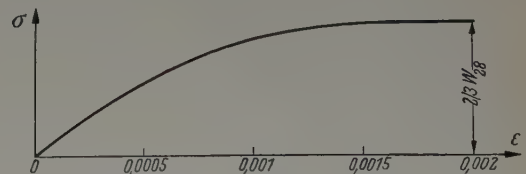


Bild 1:  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie des Betons nach DIN 4227

Alle diese Kurven sind aus Kurzzeitversuchen gewonnen und  
zweifelloso i. W. als Erstbelastungslinien anzusprechen. Beides stimmt  
mit der Beanspruchung des Baustoffes im Bauwerk (Dauerbean-  
spruchung) nicht überein. Auch die kürzlich veröffentlichten Versu-  
che von Rüs ch über die Festigkeit der Biegedruckzone [2] sind mit  
kurzzeitiger Belastung durchgeführt. Im Sommer 1953, als auf der  
Sitzung des D. A. f. St. in München auf Grund dieser Versuche das  
 $n$ -freie Verfahren festgelegt werden sollte, habe ich davon abgeraten  
und Langzeitversuche gefordert. Eine typische  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie eines kurz  
vor dem Ermüdungsbruch stehenden im Schwellversuch mit  $\sigma_u = 0$   
als unterer Spannungsgrenze geprüften Betonprismas zeigt Bild 2.

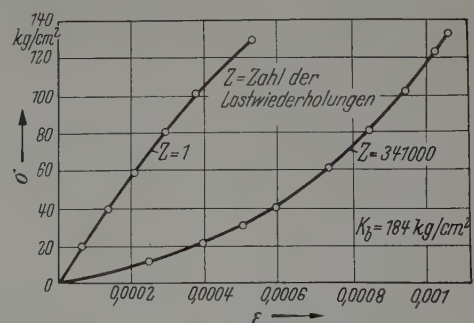


Bild 2: Druckschwellversuche von Mehmel an Betonprismen. Die bleibenden Form-  
änderungen sind nicht eingetragen

Gegenüber den Erstbelastungslinien springt die Umkehrung des  
Krümmungssinnes in die Augen. (Vgl. hierzu Literaturangaben in [1]).  
Geht man davon aus, daß die  $\nu$ -fachen Spannungen ( $\nu$  = Sicher-

heitsbeiwert) tatsächlich erreicht werden, d. h. daß das Bruchmoment durch die gleiche Belastungsart wie das Gebrauchsmoment, etwa durch Schwellbelastung, herbeigeführt wird, so wäre nicht nur der Bereich des äußersten, sondern ein weit größerer Teil des Querschnitts mit entscheidender Wirkung von der Krümmungsumkehr erfaßt.

Für Beton ist weiterhin nach meinen Erfahrungen die Erscheinung der elastischen Hysterese charakteristisch, d. h. daß die  $\sigma$ - $\epsilon$ -Kurven der Belastung mit denen der Entlastung nicht zusammenfallen, sondern näher zur  $\sigma$ -Achse liegen. Die Fläche zwischen der Arbeitslinie des Belastungsgangs und der  $\epsilon$ -Achse stellt die induzierte Spannungsenergie, die kleinere Fläche zwischen Entlastungslinie und  $\epsilon$ -Achse die effektive Spannungsenergie dar. Der durch die Hystereseschleife abgegrenzte Teil der Spannungsenergie geht durch innere Reibung verloren. Diese Erscheinung ist bei der Bestimmung des Völligkeitsgrades  $\alpha$  zu beachten.

Es will mir ferner scheinen, daß ein wesentlicher Unterschied zwischen dem plastischen Verhalten eines Metalls und des Betons besteht.

Im plastisch verformten Metall bleibt die Kohäsion erhalten, Spannungsspitzen werden abgebaut bzw. vermieden durch nichtlineare Gleitungen der Kristalle. Die Verzerrungen im sog. plastischen Bereich des Betons sind gekennzeichnet durch mehr oder minder umfangreiche lokale Zerstörungen der Adhäsion (Klebewirkung) zwischen Zementleim und Zuschlagstoff. Das Verhalten ist nur quasi-plastisch. In Wirklichkeit handelt es sich um Verschiebungen innerhalb eines teilweise adhäsionslosen Haufwerks, das mit zunehmender Zerstörung des Gefüges entsteht, und die Betonfestigkeit wird z. T. gehalten durch die innere Reibung des Haufwerks, die bei dauernder Belastung früher oder später überwunden wird. Damit hängt auch der Einfluß der Belastungsgeschwindigkeit auf die Versuchsergebnisse zusammen. Im Kurzzeitversuch kommt der quasi-Charakter der Betonplastizität nicht zur Geltung. Vgl. hierzu z. B. [3] u. [4].

Wir dürfen insgesamt feststellen, daß die  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie eines und desselben Betons nicht einfach als Materialkonstante zu betrachten ist. Man kann das auch so ausdrücken, daß der Betonmodul  $E_b$  nicht nur eine Funktion der Spannung, sondern noch einer ganzen Anzahl von Parametern ist, insbesondere dem vorangegangenen Belastung. Dies gilt, wenn auch wohl in geringerem Maße, ebenfalls für die Festigkeit (Begriff Dauerfestigkeit!). Auch Nachbehandlung, Feuchtigkeitsgehalt usw. sind als solche Parameter zu betrachten.

In Hinsicht auf diese zahlreichen einflußnehmenden Parameter glaube ich daher, daß es nicht möglich sein wird, den Anspruch zu realisieren, wie ihn z. B. Fritsche [5] formuliert hat, daß die Festigkeitslehre des Stahlbetons bei allen Untersuchungen vom tatsächlichen Verhalten des Werkstoffes ausgehen und sich von Idealisierungen des Formänderungsgesetzes freimachen müsse. Man wird nicht

darum herumkommen zu idealisieren. Dies geschieht nicht nur im  $n$ -Verfahren, sondern auch in den  $n$ -freien Verfahren. Gaede hat Rechteck, Rüsch in der DIN 4227 einen aus einer Parabel und einem Rechteck gebildeten Linienzug vorgeschlagen. Daß das  $\sigma$ - $\epsilon$ -Rechenphysikalisch ohne Bedeutung ist und nur ein Denkmodell für Rechenverfahren darstellt, scheint mir wegen des quasi-Charakters der Betonplastizität klar. Die Möglichkeit, daß sich die  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linie Geraden streckt oder gar ihre Krümmung umkehrt und mit der hohlen Seite zur  $\sigma$ -Achse weist, ist noch gar nicht berücksichtigt. Diesem Falle würden die  $n$ -freien Verfahren überhaupt ihre sachliche Überlegenheit einbüßen. Ich bin im Zweifel, ob wir nur mit einer Spannungsverzerrungslinie werden auskommen können. Ich vermute, daß wir hier Unterscheidungen werden vornehmen müssen in bezug auf vorwiegend ruhende oder häufig wiederholte Lasten. Der Wechselstand werden wir vielleicht noch nach dem Schwellverhalten zu unterscheiden haben, vielleicht auch verschiedene Zuschlaggeste berücksichtigen müssen u. a. m. Wir werden dann wegen der schwachen Erfassung der  $\sigma$ - $\epsilon$ -Linien auch das Problem der Dauerfestigkeit in den Kreis der Betrachtungen einzubeziehen haben, wobei eben zwischen vorwiegend ruhender und häufig wiederholter Belastung unterscheiden sein wird. Diese Überlegungen betreffen, das versteht sich, sowohl die Vorschläge von Dr. Bonatz zur Verbesserung des  $n$ -Verfahrens wie auch die  $n$ -freien Verfahren.

Darüber gibt es keinen Zweifel, wir müssen unsere Konstruktionen so entwerfen und berechnen, daß sie eine angemessene Sicherheit haben, und zwar nicht zuviel, das würde dem wirtschaftlichen Grundsatz nicht zuwenig, das würde dem moralischen Prinzip jeder Ingenieursarbeit widersprechen. Die Sicherheit richtig einschätzen heißt in diesem Zusammenhang die hier behandelte Frage, unsere Kenntnis der Eigenschaften des Werkstoffes Beton zu vertiefen. Hierzu bedarf es einer systematischen Forschungsarbeit. Bei vorgespannten Konstruktionen liegen, wie ich an anderer Stelle [1] gezeigt habe, die Verhältnisse günstiger. Die dort gesammelten Erfahrungen kann man manchenfalls deshalb nicht ohne weiteres auf die große Masse schlaffbewehrter Konstruktionen übertragen.

Nach Abschluß dieser Forschungsarbeit wird man sich über die Anwendbarkeit des Rechenverfahrens zu einigen haben, was dann eine Frage der Zweckmäßigkeit sein wird. Freilich sind Zweckmäßigkeitsfragen Fragen des Ermessens, und hierüber ist manchmal schwerer eine Einigung zu erzielen als über eindeutige Fragestellungen naturwissenschaftlicher Art.

#### Schrifttum:

- [1] Mehmel, Zu den Grundlagen des „ $n$ “- und „ $n$ -freien“ Bemessungsverfahrens für biegebeanspruchte Stahlbetonquerschnitte. Beton- und Stahlbetonbau 1952, S. 51.
- [2] Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Heft 120.
- [3] Berg, Road Research Library Communication Nr. 165, London 1951.
- [4] Cowan, Inelastic deformation of reinforced concrete in relation to ultimate strength. Engineering, Volume 174 (1952), Nr. 4518.
- [5] Fritsche, Beitrag zur Berechnung der Tragfähigkeit eines Eisenbetonbalkens. Beton 1938, S. 103.

## Verschiedenes

### Lastverteilung in Brückenplatten [1]

#### Vorbemerkung

In dem vorliegenden Technischen Bericht des Englischen Betonvereins werden Modellversuche behandelt, die an einer vorgespannten Betonplatte für unterschiedliche Verhältnisse von Stützweite zu Breite durchgeführt worden sind. Ziel der Versuche war, Werte für die Lastverteilung in vorgespannten Platten zu gewinnen und mit rechnerisch ermittelten Werten zu vergleichen. Die untersuchten Verhältnisse von Breite zu Stützweite der Platten waren 0,8, 1,0 und 1,2. Als Belastung wurden 1, 2 und 4 gleiche Einzellasten gewählt. Im einzelnen wurde die Verteilung der Biegemomente in Längs- und Querrichtung untersucht.

#### Versuchsdurchführung

Für alle Versuche wurde eine rd. 150 cm breite, 120 cm lange und 2,5 cm dicke Betonplatte verwendet. Die zweiseitig gestützte Platte hatte auf der einen Seite ein festes, auf der anderen Seite ein bewegliches Lager. Das Verhältnis von Breite zu Stützweite wurde durch Verstellen der Lager hergestellt.

Die Platte wurde in beiden Richtungen für eine verbleibende Betondruckspannung von 60 kg/cm<sup>2</sup> mittig vorgespannt. Bild 1 zeigt die Platte während des Versuchs mit aufgebrachtener Einzellast. Bei allen Versuchen wurden die aufgetragenen Lasten auf 125% der theoretisch zulässigen Last begrenzt, um die Platte im elastischen Zustand zu halten.

der theoretisch zulässigen Last begrenzt, um die Platte im elastischen Zustand zu halten.

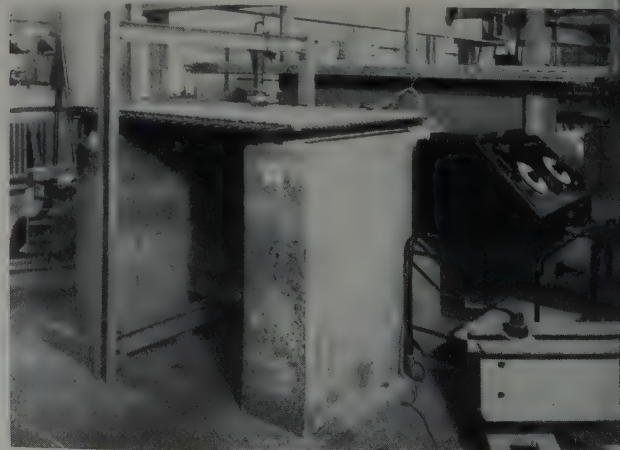


Bild 1. Gesamtübersicht der Versuchsanordnung

für die Durchbiegungsmessungen dienten Meßbühnen, die eine Genauigkeit von  $\frac{1}{40}$  mm aufwiesen. Die Randspannungen in Längs- und Querrichtung der Platte wurden durch elektrische Widerstandsmeßfolien mit einer Meßlänge von 2,5 cm in Verbindung mit einem Spannungsschreiber erfaßt (Bild 2).

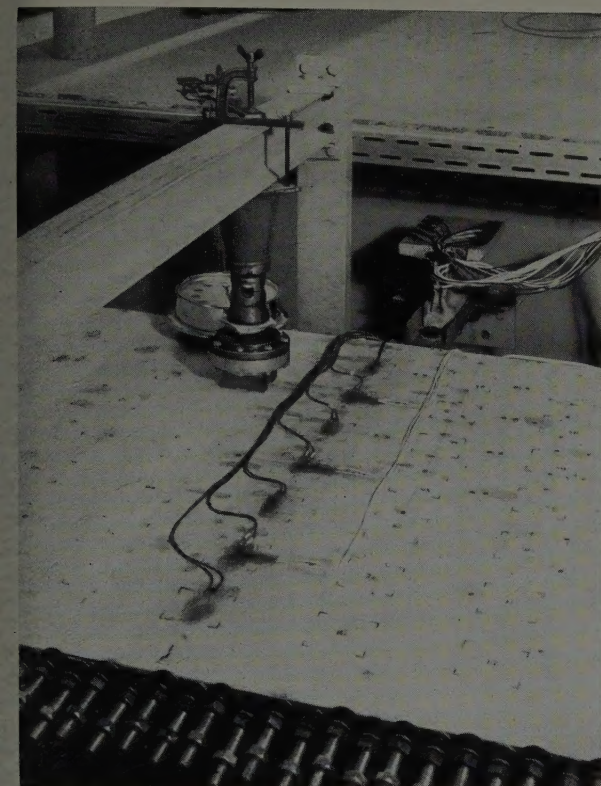


Bild 2. Platte mit Einzellast und elektrischen Widerstandsmeßfolien

Für die Durchbiegungen sowie für die Schnittkräfte der Platte wurde der Faktor  $\frac{E}{1-\nu^2}$  während des Versuchsablaufs mehrfach gemessen werden. Dies geschah durch Aufbringen einer Last über die gesamte Plattenbreite und Auswertung der durch sie erzeugten Durchbiegung. Die gemessene Veränderung von  $\frac{E}{1-\nu^2}$  mit der Zeit zeigt Bild 3.

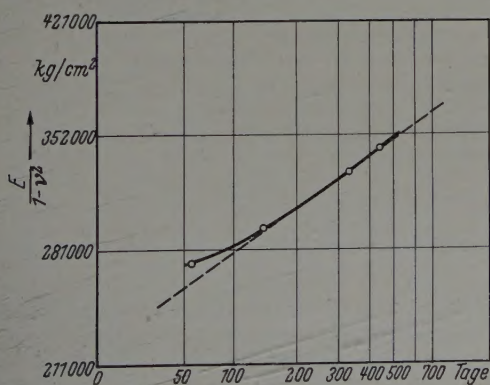


Bild 3. E-Modul im Verlauf der Zeit

#### Theoretische Vergleichswerte

Einleitend hierzu weist der Verfasser auf Belastungsversuche von Morice und Little hin, die die Gültigkeit der auch von ihm verwendeten Theorien von Guyon und Massonnet für torsionssteife gerostete bereits erhärteten. Die Theorie von Massonnet schließt die Behandlung einer voll torsionssteifen Platte als eine ihrer Grenzen ein. In einer weiteren Arbeit entwickelte auch Guyon eine Lastverteilungstheorie für eine Platte, welche Ergebnisse zeitigte, mit jenen von Massonnet übereinstimmen. Aufbauend auf den Ergebnissen von Massonnet und Guyon waren sogenannten Lastverteilungszahlen  $K$  sowohl für die Durchbiegungen als auch für die Längsbiegemomente bereits gegeben. Es zeigte sich, daß die im Falle von Spannbeton um  $\nu = 0,15$  schwankende

Poisson-Zahl nur wenig Einfluß auf den theoretischen  $K$ -Wert hat und vernachlässigt werden kann.

Die rechnerisch ermittelten Querbiegemomente wurden nach folgendem Ausdruck erhalten:

$$m_y = b \left( \mu_1 \cdot H_1 \cdot \sin \frac{\pi \cdot x}{2 \cdot a} + \mu_2 \cdot H_2 \cdot \sin \frac{2 \pi x}{2 a} + \dots \mu_m \cdot H_m \cdot \sin \frac{m \cdot \pi \cdot x}{2 \cdot a} + \dots \right);$$

hierin bedeutet:

$2 a = L$  = Stützweite der Platte;

$2 b = B$  = Plattenbreite;

$H_1, H_2, \dots$  = Amplituden des 1., 2., ... Gliedes in der Fourier-Reihe für die Belastung;

$x$  = Längsordinate, bei welcher  $m_y$  ermittelt wird;

$\mu$  = Verteilungskoeffizient bezogen auf den Wert  $\Theta = b/2 a$  sowie auf die Stellung der Last in Querrichtung.

Die Werte von  $\mu$  waren in Kurventafeln für  $\nu = 0$  und  $\nu = 0,15$  gegeben.

#### Erörterung der Versuchsergebnisse

##### Durchbiegung und Längsbiegemomente

Für die Durchbiegung und die Momente in der Längsrichtung wurden die Lastverteilungszahlen  $K$  aus den Versuchen mit denen aus der Berechnung nach Morice und Little verglichen. Die Lastverteilungszahlen bezeichnen das Verhältnis der wirklichen Durchbiegung bzw. Biegemomente zu denen, die sich ergeben, wenn die Last gleichmäßig über den Plattenquerschnitt verteilt wird, d. h. die Platte als Balken betrachtet wird.

Bei der Durchbiegung ergaben die Versuche für die Lastverteilungszahlen nur geringe Unterschiede gegenüber der Berechnung. Sie betrugen bei mittlerer Laststellung etwa 2% und wuchsen mit ausmittiger Stellung der Last in deren Bereiche bis zu 9% an. An der von der Last abgelegenen Seite waren die Unterschiede wesentlich größer; hier sind sie jedoch von untergeordneter Bedeutung, da die Durchbiegung der Platte im Bereiche der Laststellung maßgebend ist.

Für die Längsmomente waren die Unterschiede in den Lastverteilungszahlen aus Versuch und Berechnung wesentlich höher als für die Durchbiegung. Die örtlichen Einflüsse bei einer oder zwei dicht zusammenstehenden Einzellasten verursachen eine Störung der wirklichen Lastverteilungseigenschaften der Platte. Das mittlere Längsmoment (entsprechend dem eines Balkens) steht für eine gegebene Last fest, so daß die rein örtlichen Einwirkungen ein Anwachsen der  $K$ -Werte im Bereiche der Last und dementsprechend eine Abnahme bei den von der Last weiter entfernten Querschnittspunkten verursachen.

Die Abweichung von dem berechneten Wert beträgt hier bis zu 56,3%. Bild 5 zeigt die gleiche Gegenüberstellung für 2 gleiche Einzellasten. Man erkennt, je größer die Anzahl der Lasten, um so kleiner die Abweichung von den berechneten Ergebnissen. Im vorliegenden Falle beträgt der größte Unterschied, und zwar bei einer Laststellung in  $+\frac{1}{8} b$  und  $-\frac{1}{8} b$  nur noch 33,8%.

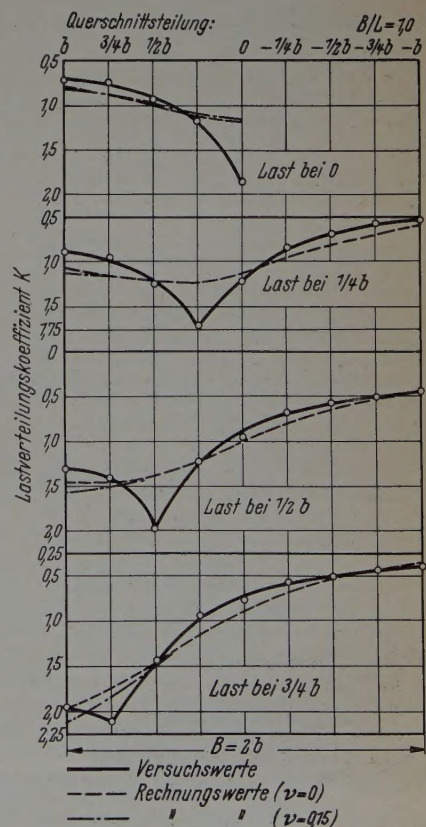


Bild 4. Lastverteilungskoeffizienten einer Platte mit  $B/L = 1,0$  für eine Einzellast

Interessant ist der Vergleich der beiden untersten Kurvenpaare in Bild 5. Die eine gilt für die Momentenverteilung unmittelbar unter der Last in Plattenmitte, während die andere bei gleicher Laststellung für einen Querschnitt in 18 cm Entfernung ( $= 0,15 L$ ) von der Last gilt. Im letzteren Falle sind die örtlichen Auswirkungen nicht mehr so groß, und die Übereinstimmung zwischen den berechneten und im Versuch ermittelten Kurven ist gut.

Schließlich wurde noch ein Versuch mit 4 gleichen Einzellasten, die in einer Querachse stehen und einem

Regelfahrzeug des englischen Transportministeriums entsprechen, unternommen. Hierbei betrug der Unterschied nur noch etwa 10%. Eine Feststellung Guyons, wonach es bei den üblichen Plattenlängsmomenten im Bereich unter der Last notwendig sei, die analytischen Werte um 10 bis 15% zu erhöhen, fand damit ihre Bestätigung.

#### Querbiegemomente

Die Querbiegemomente wurden für  $\nu = 0$  und  $\nu = 0,15$  berechnet. Die Versuche ergaben, daß die für  $\nu = 0$  berechneten Werte zum Teil wesentlich von den Versuchswerten abwichen, die aus den gemessenen Spannungen und dem festgestellten Wert

$$E \frac{\nu}{1-\nu^2} \quad (\text{s. Bild 3})$$

ermittelt worden waren. Mit der Annahme von  $\nu = 0,15$  stimmen dagegen die berechneten und die im Versuch gewonnenen Zahlen gut überein; die berechneten Werte liegen bei fast allen Laststellungen etwas höher als die gemessenen. Dies zeigen Bild 6a für  $B/L = 1,0$  und Bild 6b für  $B/L = 1,2$ , in denen die für  $\nu = 0,15$  berechneten und die aus den Messungen bestimmten Querbiegemomente dargestellt sind, und zwar bezogen auf das Längsbiegemoment, das sich in der Plattenachse aus mittlerer Laststellung ergibt. Die Einzelwerte für die Hüllkurve der Querbiegemomente (Größtwerte) wurden aus einer über den Mittelquerschnitt veränderlichen Stellung einer Einzellast gewonnen. Wie Bild 6a und b zeigen, ist das Querbiegemoment im Bereiche von  $\frac{b}{2}$  bis  $-\frac{b}{2}$  für alle Laststellungen nahezu gleich groß; es beträgt etwa 60% des Längsbiegemoments in der Plattenlängsachse.

Für zwei gleiche Einzellasten trat das größ-

Ferner wurden die größten Querbiegemomente für weitere Querschnitte der Platte mit  $B/L = 1,0$  festgestellt, und zwar für ein in der Längsachse wandernde Einzellast, und auf das größte Querbiegemoment in Plattenmitte bezogen. Es ergaben sich folgende Vergleichszahlen:

für  $a: 1,0$   
für  $0,688a: 0,975$   
für  $0,376a: 0,752$

Schließlich wurde noch das größte Querbiegemoment für 4 Einzellasten, das sich mit deren Stellung in  $\frac{b}{2}, \frac{b}{4}, 0$  und  $-\frac{b}{4}$  ergibt,

mittelt und mit den rechnerischen Werten verglichen. Für die Längsbiegemomente im Mittelquerschnitt wurde das Querbiegemoment mit 31,6% des Längsbiegemomentes für mittige Laststellung erhalten (s. Bild 6c). Das Bild zeigt weiter die für wandernde Lasten erhaltenen Querbiegemomente unter der Laststellung, bezogen wie zuvor auf das Längsbiegemoment.

— Versuchswerte  
--- Rechnungswerte ( $\nu = 0,15$ )

Bild 6c.  $m_y$ -Momente für  $B/L = 1,2$ , Größtmomente für 4 in der Spannrichtung wandernde Einzellasten, bezogen auf das Längsmoment in der Achse aus mittlerer Laststellung

#### Zusammenfassung

Die Durchbiegung und die Längsbiegemomente können mit  $\nu = 0$  berechnet werden. Die Versuche brachten hierfür gute Übereinstimmung mit der Rechnung. Für das Größtmoment ist erforderlich, dies etwa 10% höher anzusetzen als die Rechnung ergibt.

Bei den Querbiegemomenten führte die Rechnung mit  $\nu = 0$  zu guter Übereinstimmung mit den im Versuch gewonnenen Werten; die Rechnung mit  $\nu = 0$  ergibt beträchtliche Fehler.

Die größten Querbiegemomente der Platte aus einer Einzellast sind mit Werten bis zu 60% des Längsbiegemoments ungewöhnlich hoch. Bei vier Einzellasten in einer Querachse sinken sie jedoch für eine Platte mit  $B/L = 1,2$  auf 31,6% ab. In Wirklichkeit werden jedoch fast immer 2 Achsen auftreten und dann die Querbiegemomente zwischen 25 und 30% der entsprechenden Längsbiegemomente liegen. Für die Bestimmung der größten Querbiegemomente eines Fahrzeuges wird empfohlen, eine symmetrische Laststellung zu wählen, bei der eine Radlinie auf der Längsachse steht zu untersuchen.

Da für das größte Längsbiegemoment die größte Ausmittigkeit der Last maßgebend ist, dagegen das größte Querbiegemoment bei geringer Ausmittigkeit erhalten wird, kann das wirkliche Verhältnis der größten Momente in beiden Richtungen nur durch eine besondere Betrachtung jeder Brückenplatte erhalten werden.

Bei den meisten Brückenplatten wird das größte Längsbiegemoment etwa gleich dem 1,5fachen des für mittige Laststellung bestimmten größten Querbiegemomentes bestimmt, wird für Regelfahrzeuge das Verhältnis der größten Momente in Querrichtung zu Längsrichtung etwa 16 bis 20% betragen.

Die beschriebenen Versuche und der Vergleich ihrer Ergebnisse mit der Rechnung stellen einen bemerkenswerten Beitrag über die Wirkungsweise vorgespannter Platten, besonders für Ermittlung der Querbiegemomente, dar.

Arnold

[1] Rowe, Load Distribution in Bridge Slabs. (With Special Reference to Transverse Bending Moments. Determined from Tests on Three Prestressed Concrete Slabs) London 1955. Technical Report Nr. TRA/199 der Cement and Concrete Association.

#### Druckrohrleitungen und Wasserschloß in Spannbeton [1]

Für die Wasserkraftanlage Istrago der SAICI (Società Agricola Industriale per la Cellulosa Italiana) wurde eine 3,6 km lange Druckrohrleitung vom Behälter zum Kraftwerk und ein 56 m hohes Wasserschloß gebaut.

Für die ersten 800 m der Rohrleitung (unter 6 bis 20 m Wassersäule stehend) genügten Stahlbetonrohre, während für die weiteren unter einem Druck von 20 bis 60 m Wassersäule stehenden 2800 m Spannbetonrohre (5 m lang,  $\varnothing$  2,60 m;  $d = 14$  cm) verwendet wurden.

Die Rohre wurden aufrecht stehend im Vacuum-Verfahren gefertigt und mit Umschnürungsbewehrung vorgespannt. Auf der Spannbewehrung wurde unter Druck Zementmörtel aufgebracht und mit einer Spezialvorrichtung verdichtet.

Das Wasserschloß ruht auf einem Stahlbetonfundament (Bild 1). Es besteht aus einer äußeren in beiden Richtungen vorgespannten Zylinderwand (Außendurchmesser 6,96 m, Wanddicke zwischen 10 und 20 cm) und einem inneren Stahlbetonzylinder (Innendurch-

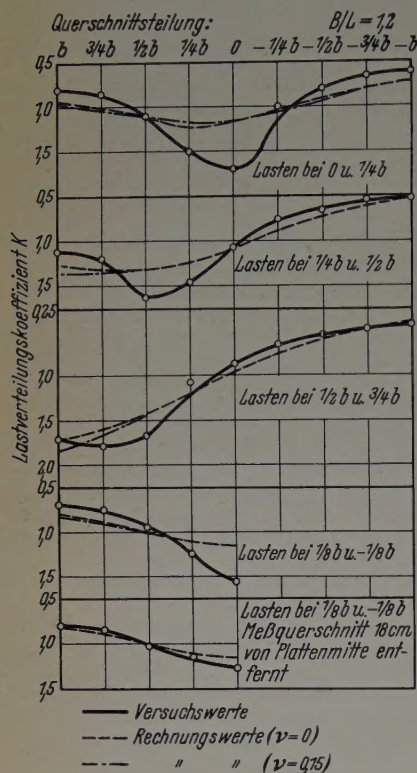


Bild 5. Lastverteilungskoeffizienten einer Platte mit  $B/L = 1,2$  für zwei Einzellasten

gemessenen. Dies zeigen Bild 6a für  $B/L = 1,0$  und Bild 6b für  $B/L = 1,2$ , in denen die für  $\nu = 0,15$  berechneten und die aus den Messungen bestimmten Querbiegemomente dargestellt sind, und zwar bezogen auf das Längsbiegemoment, das sich in der Plattenachse aus mittlerer Laststellung ergibt. Die Einzelwerte für die Hüllkurve der Querbiegemomente (Größtwerte) wurden aus einer über den Mittelquerschnitt veränderlichen Stellung einer Einzellast gewonnen. Wie Bild 6a und b zeigen, ist das Querbiegemoment im Bereiche von  $\frac{b}{2}$  bis  $-\frac{b}{2}$  für alle Laststellungen nahezu gleich groß; es beträgt etwa 60% des Längsbiegemoments in der Plattenlängsachse.

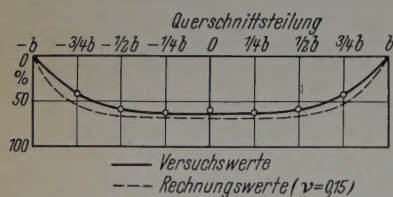


Bild 6a.  $m_y$ -Momente für  $B/L = 1,0$ , Größtmomente für im Mittelquerschnitt wandernde Einzellast, bezogen auf das Längsmoment in der Achse aus mittlerer Laststellung

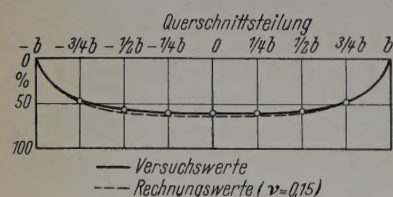


Bild 6b.  $m_y$ -Momente für  $B/L = 1,2$ , Größtmomente für im Mittelquerschnitt wandernde Einzellast, bezogen auf das Längsmoment in der Achse aus mittlerer Laststellung

te Querbiegemoment in  $\frac{b}{4}$  auf, und zwar für die Stellung in  $0$  und  $-\frac{b}{4}$ .

Bei einer Gesamthöhe der beiden Einzellasten gleich der Einzellast betrug es für  $B/L = 1,0$  nur 77% und für  $B/L = 1,2$  nur noch 62% des größten Querbiegemomentes aus der Einzellast.

esser 1,20 m, Dicke ebenfalls zwischen 30 und 20 cm). Über die Höhe teilt sind an 5 Stellen an der Außenwand in Speichenform federnd agerte (Bild 2) Rippen angeordnet, die die Seitensteifigkeit des

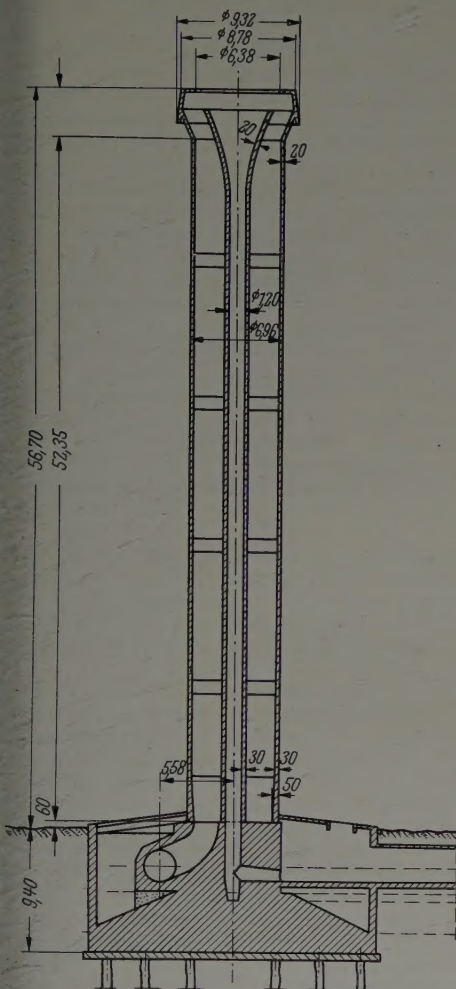


Bild 1. Wasserschloß, im Schnitt

werks erhöhen, ohne kleine gegenseitige Bewegungen der beiden unter zu behindern. Beim Bau wurde zunächst im Kern ein Rohrst für die Hebezeuge und Geräte erstellt. Der Beton der beiden unter wurde gleichzeitig in 3 m hohe stählerne Kletterschalungs-

formen eingebracht, die durch eine besondere Einrichtung den wechselnden Wanddicken angepaßt werden konnten. In die äußere Wand wurden die Kabel für die Längsvorspannung einbetoniert. Der Beton

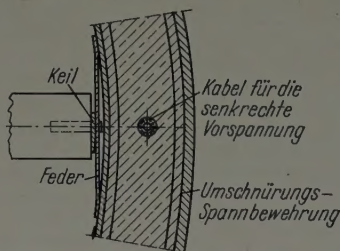


Bild 2. Befestigung der Versteifungsrippen

wurde mit  $240 \text{ kg/m}^3$  hochwertigem Zement und Zuschlagstoffen in getrennten Körnungen hergestellt und mit Hochfrequenz-Innenrüttlern verdichtet. Bereits nach einem Tag wurde ausgeschalt und die Schalung versetzt. In 60 Tagen war das Bauwerk fertig betoniert.

Nach einer 10 täglichen

Nachbehandlungspause wurden zunächst die Längskabel gespannt und nach einem patentierten, (leider in der Quelle nicht näher beschriebenen) Verfahren verankert. Dann wurde mit Hilfe eines außen umlaufenden Wagens (Bild 3) die Umschnürungsbewehrung (Draht  $\varnothing 5 \text{ mm}$ ,  $120 \text{ kg/mm}^2$  Gebrauchsspannung) verlegt und gleichzeitig vorgespannt. Anschließend wurde mit einer von oben abgelassenen Hängerüstung eine 3 cm dicke Spritzbetonschicht aufgebracht.

Bemerkenswert erscheint die Tatsache, daß die Außenwand vor dem Vorspannen innen noch eine zusätzliche Dichtung in Form eines Zementmörtel-Putzes (auf einem Drahtnetz als Putzträger) mit zweifachem bituminösen Anstrich erhielt.

Misch

[1] Nach Structure in Calcestruzzo precompresso, Firmenschrift der S.A.C.A.I.M. Venedig Mantelli & Cie., Genua und Ferrocemento, Rom, S. 23.

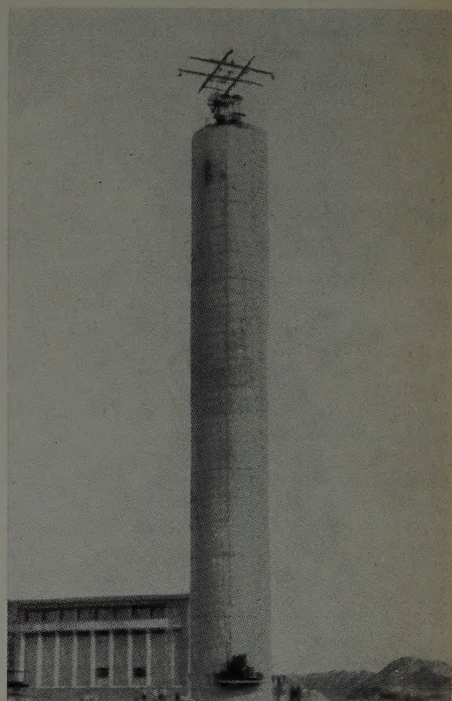


Bild 3. Das Bauwerk beim Beginn des Umschnürungs-Vorspannens

## Bücherschau

te, des Ingenieurs Taschenbuch. Band I, Theoretische Grundlagen. Herausgegeben vom Akademischen Verein Hütte, E. V. in Berlin. 28. neubearbeitete Auflage, 1668 Seiten, 1409 Bilder, 725 Tafeln. Berlin 1955, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Ganzleinen DM 36,—.

estützt auf eine fast 100jährige Erfahrung hat der Ausschuß wissenschaftliche Werke des Akademischen Vereins Hütte, E. V. in der 28. Auflage der Theoretischen Grundlagen ein Nachagewerk geschaffen, in welchem sich jeder Techniker nicht nur sein engeres, sondern auch über benachbarte Fachgebiete in praktischer und wissenschaftlicher Hinsicht immer Rat holen kann. Der Abschnitt über Mathematik behandelt in Form einer gedrängten Übersicht alle für den Ingenieur wichtigen Teilgebiete dieser Wissenschaft. Um den ständig steigenden Anforderungen gerecht zu werden, wurden einerseits beträchtliche Erweiterungen vorgenommen und andererseits mehrere Verfahren neu aufgenommen, auch die Laplace-Transformation, welche besonders bei der Lösung linearer Differentialgleichungen wertvolle Dienste leistet. Der Leser findet genügend Anregungen an Hand der angeführten Literatur seine Kenntnisse in der Mathematik, von der ein Ingenieur genug wissen kann, nach Belieben zu erweitern.

Der 2. Abschnitt, Technische Physik, hat eine umfassende Neubearbeitung erfahren. Zunächst werden in einem selbständigen Kapitel die Grundmaßeinheiten und die darauf aufgebauten physikalischen und technischen Einheitssysteme einschließlich ihrer gegenseitigen Beziehungen dargestellt. Im Kapitel Elektrizität sind die Grundlagen der Elektrotechnik, die Photoelektrischen Ein-

richtungen, die elektrischen Entladungserscheinungen und die Vorgänge in Nicht- und Halbleitern ausführlich wiedergegeben. In der Akustik sind die Erkenntnisse der physiologischen und musikalischen Tonlehre neu aufgenommen, das Schallfeld ist von verschiedenen Gesichtspunkten aus übersichtlich behandelt und von der Bau- und Raumakustik sowie von den elektroakustischen Meßverfahren erhalten wir eine gute Übersicht. In der Optik sind wieder die physiologischen und farbenmetrischen Erkenntnisse in neuer Form behandelt.

Die Wärmelehre ist in einem eigenen Abschnitt ausführlich und zum Teil ganz neu bearbeitet, wobei die bewährte Unterteilung des Stoffes in allgemeine Wärmeeigenschaften, Thermo-Dynamik, Theorie der idealen Gase, Dämpfe, Gas- und Dampfströmungen, Wärmeübertragung (Leitung, Konvektion, Strahlung), Verbrennung und Vergasung beibehalten wurde. Besonderes Interesse verdienen die neuen, im Temperaturbereich von  $0^\circ$  bis  $3000^\circ$  geltenden Tafeln, für die Differenzen der inneren Energie und der beiden Entropiefunktionen einiger Gase, die Kreisprozesse für Gasturbinen und Düsentriebwerke, sowie gewisse Probleme der nichtstationären Wärmeströmung.

Die Schwingungslehre ist als selbständiger Abschnitt völlig neu bearbeitet. In dem Maße, wie wir gezwungen sind, unsere Bauwerke einheitlich aus massiven Stoffen (Stahlbeton, Stahl usw.) mit hohem Schalleitungsvermögen herzustellen und dabei aber aus wirtschaftlichen Gründen auch dünnwandig konstruieren müssen, kommen dem Schutz gegen Erschütterungen und Schallübertragung, der Schallfortleitung, der Schallstrahlung, der Schallabsorption und der

Lärmbekämpfung immer größere Bedeutung zu. Diese Fragen sind daher erschöpfend berücksichtigt.

In dem die allgemeine Mechanik behandelnden 5. Abschnitt sei zunächst auf das II. Kapitel besonders hingewiesen, in dem die statischen, dynamischen und thermo-dynamischen Ähnlichkeitsgesetze ausführlich wiedergegeben werden, welche die Grundlage der neuzeitlichen Modelltechnik bilden, mit der man mechanische Probleme aller Art auf experimentellem Wege auch dann noch lösen kann, wenn ihre mathematische Behandlung auf zu große Schwierigkeiten stößt. Im III. Kapitel ist die Mechanik der bildsamen Körper, welche für den konstruierenden Ingenieur immer wichtiger wird, dargestellt. Die Wiedergabe der Mechanik unelastischer und elastischer Flüssigkeiten ist besonders in empirischer Hinsicht bereichert.

Im 6. Abschnitt ist die Festigkeitslehre grundlegend neu bearbeitet. Nach einer allgemeinen Einführung erfahren unter anderem die Elastizitätstheorie, die Werkstoffmechanik, die Festigkeits-hypothesen, die Schweißverbindungen und die Eigenspannungen eine eingehende Würdigung. Daran schließen sich Fragen der Statik der Stabwerke und der ebenen und räumlichen Flächentragwerke an. Neu ist die ausführliche Wiedergabe der zerstörungsfreien Werkstoffprüfung, mit Hilfe der Röntgen- und Gammadurchstrahlung, der trockenen Aufstäubung oder Aufschlammung von Magnetpulver und des Ultraschalles.

Der 7. Abschnitt behandelt in XXI Kapiteln in gedrängter Form die Eigenschaften und Verwendung der für den konstruktiv tätigen Ingenieur wichtigen Werkstoffe, wie Metalle, Eisen und Stahl, Nichteisenmetalle, natürliche Steine und Erden, künstliche Steine und Tonwaren, Mörtelstoffe, Glas, Holz, Wasser, Brennstoffe, Schmierstoffe, Anstrichmittel, Klebemittel, Teer und Bitumen, Textilstoffe, Leder, Gummi, Kork, Kohlenstoffzeugnisse, Sprengstoffe und Kunststoffe. Am Schluß werden im XXII. Kapitel zahlreiche Angaben über genormte Handelserzeugnisse in Tafelform gebracht. Eisen und Stahl wurden einer vollständigen Neubearbeitung unterzogen.

Dem Fachgebiet Meßtechnik ist ein eigener Abschnitt gewidmet. Im besonderen sei dabei auf die Behandlung des dynamischen Verhaltens der Meßgeräte und auf die Neuaufnahme der Messung der Wasserstoffkonzentration hingewiesen. In der neueren Zeit werden die verschiedensten Meßergebnisse zuerst in elektrische Größen umgewandelt, um sie dann an oft entferntem Ort bequem ablesen zu können. Die elektrischen Registrier- und Meßgeräte erfahren daher in einem eigenen Kapitel eine neuartige Behandlung.

Der 9. und letzte Abschnitt enthält volkswirtschaftliche Angaben über Währungen, Geldsorten, Maße und Gewichte sowie Maßvergleichstafeln verschiedener Länder.

Gruber

Dr.-Ing. G. Kani: **Spannbeton in Entwurf und Ausführung.** 563 Seiten mit 382 Abbildungen und 18 Tafeln, Stuttgart 1955, Verlag Konrad Wittwer, Ganzleinen 45,— DM.

Das Buch behandelt das Gebiet des Spannbetons in 9 Abschnitten, in denen folgende Themen besprochen werden: Der Baustoff Beton, die Vorspannverfahren, der Spannbetonzugstab, der statisch bestimmte Spannbetonbalken mit sofortigem Verbund, der statisch bestimmte Spannbetonbalken mit nachträglichem Verbund, der durchlaufende Spannbetonträger, Verluste an Vorspannkraft durch Reibung, Hauptzugspannungen, Haftspannungen, die Bruchsicherheit, die Verwirklichung des Spannbetongedankens.

Am Schluß längerer und bedeutender Abschnitte finden sich jeweils nützliche Zusammenfassungen, an Hand derer man sehr schnell einen Überblick über das Gebotene bekommen kann.

Wie der Verfasser im Vorwort angibt, hat er sich bemüht, möglichst klare und einfache Vorstellungen über die Zustände innerhalb des Spannbetons zu vermitteln, wobei wenig übliche mathematische Hilfsmittel weitgehend gemieden werden. Dies ist ihm auch zu einem guten Teil gelungen, wenn sich das Buch auch in vieler Hinsicht durch eine recht eigenwillige Darstellung auszeichnet; so weichen beispielsweise Bezeichnungen, Begriffsbildungen und theoretische Überlegungen in mancher Hinsicht von der üblichen Betrachtungsweise ab. Dies Buch dürfte daher vorwiegend von all denen begrüßt werden, die sich in das Gebiet des Spannbetons vertiefen möchten und an nicht alltäglichen Überlegungen Freude haben. Der Praktiker und besonders der Anfänger sollte es aber vielleicht nicht gerade als erste Einführung in das Gebiet des Spannbetons lesen.

Im einzelnen sollen folgende Bemerkungen gemacht werden:

Es mißfällt, daß in einem 1955 erschienenen Buch auf die veraltete Fassung der DIN 4227 aus dem Jahre 1950 verwiesen wird.

Die Annahme festgesetzter Spannungsverluste in den Spanngliedern infolge Kriechens und Schwindens ist nicht mehr üblich, so daß die angegebene Berechnung der Spannungsverteilung nach Schwinden und Kriechen teilweise ihrer Grundlage entbehrt.

Über Spannstähle und Spannbetonverfahren gibt es an der Stelle bereits sehr gute und teilweise vollständigere Darstellung. Es wäre deshalb vielleicht im Interesse einer Verringerung des Umfangs und einer Senkung des Preises des Buches vorteilhafter gewesen, diese Seiten ganz zu sparen.

Dem häufig etwas stiefmütterlich behandelten Spannbetonball mit sofortigem Verbund widmet der Verfasser sehr ausführliche Betrachtungen, die auf viele praktisch vorkommende Fragen Antwort geben. Für die Bemessung sind Bemessungstabellen vorhanden. Bei der Behandlung des Spannbetonbalkens mit nachträglichem Verbund ist besonders das über den Durchlaufträger Gesagte erwähnenswert. Hier finden sich wertvolle Einblicke und Erkenntnisse, die in anderen Büchern bisher kaum anzutreffen sind.

Bei der ausführlichen Besprechung der Verluste an Vorspannkraft durch Reibung wird vor allem die praktische Seite der Aufgabe verfolgt, während auf neuere Erkenntnisse über den Einfluß „Klemmreibung“ bei geraden Gliedern, wie sie von Cooley untersucht worden sind, nicht eingegangen wird.

Die Bruchsicherheit wird nach dem von Mörsch angegebenen physischen Verfahren nachgewiesen und außerdem ein Iterationsverfahren angegeben, das für Querschnitte allgemeiner Form gültig ist. Die Behandlung des Bruchzustandes bei Biegung mit Querkraft ist sicherlich ein wertvoller Beitrag zu diesem Problem.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß dieses Buch zweifellos eine Bereicherung des Schrifttums über Spannbeton darstellt.

Zerna

„Zusatz- und Anstrichmittel für Mörtel und Beton“, 6. Auflage, Bearbeitet von Dr.-Ing. W. Ritter von Meng, 130 Seiten, 6,80 DM. Bauverlag GmbH., Wiesbaden-Berlin.

Die nunmehr erschienene 6. Auflage ist entsprechend der wachsenden Bedeutung und Zahl der Betonhilfsstoffe wesentlich erweitert worden.

Im ersten Teil der Schrift erläutert der Verfasser ausführlich Zweck, Wirkungsweise und Anwendung der Mittel. Außer den Eigenschaften und der Wirkung der üblichen Betonzusatzmittel (Verflüssiger, LP-Mittel, Dichtungsmittel, Abbindebeschleuniger, Frostschutzmittel) sowie der von Tränk- und Anstrichstoffen entsprechenden auch Porenbildner für Gas- und Schaumbeton, Feinstzusätze, hydraulische und inerte Feinstzusätze, Betonhartstoffe, Entschalungsmittel behandelt. Die wichtigsten Festlegungen, Prüfrichtlinien für die der Zulassungspflicht unterworfenen Mittel (Betonverflüssiger, LP-Mittel und Dichtungsmittel) werden angegeben. Der Verfasser weist nachdrücklichst darauf hin, daß je nach Mittel entsprechend seiner Wirkung und der gewünschten Verbesserung des Betons richtig angewandt werden muß und daß trotzdem keinesfalls die Zusammensetzung und die Verarbeitung des Betons vernachlässigt werden dürfen. Einige Eigenschaften (z. B. Größe der Wassereinsparung bei luftporenbildenden Betonzusätzen, Verbesserung der Dichtigkeit des Betons mit luftporenbildenden Zusätzen, Verminderung des Schwindens, Erhöhung des chemischen Widerstands) werden als allgemeingültig zu optimistisch dargestellt.

Die Tafeln im zweiten Teil geben eine gute Übersicht über die meisten in Westdeutschland angebotenen Mittel mit Angaben vom Hersteller für den jeweiligen Zweck gedachten Verbrauchs, von den Firmen gemachten Angaben über die günstige Wirkungsweise verschiedener Stoffe dürften in einigen Fällen kaum allgütig zutreffend sein.

Die Schrift kommt einem Bedürfnis entgegen: Es wird darin eine Aufteilung der Betonhilfsstoffe nach Wirkungsgruppen vorgenommen und die verschiedenen Erzeugnisse und deren Erzeuger angeführt. Bei einem Neudruck wäre es erwünscht, die neuerdings auf dem Markt erscheinenden Abbindeverzögerer und Nachbehandlungsflüssigkeiten (Curing) aufzunehmen und auch Angaben über die Anwendung und Prüfung von Zementfarben bei Straßenbeton zu machen.

Schäffle

## Berichtigung

Zu Augustin, **Verschiedene vorgespannte Hochbauten**, B. u. 1956, Heft 2, S. 25.

In meinem Aufsatz „Verschiedene vorgespannte Hochbauten“ darf der Satz, in welchem ich von der Fa. Peter Bauwens als Generallizenznehmer des Spannverfahrens MAGNEL in Deutschland spreche, insofern einer Berichtigung, als nicht nur die Fa. Bauwens sondern auch die Firma Siemens-Bauunion GmbH, München, das ausschließliche Recht zur Benutzung des Spannverfahrens MAGNEL in Deutschland besitzt.

Augustin

„Beton- und Stahlbetonbau“, Lizenz Nr. 271, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169, Fernsprecher: 871556. Schriftleitung: Reg.-Baumeister Erich Bornemann, geschäftsführendes Vorstandsmitglied des Deutschen Beton-Vereins, (16) Wiesbaden-Eigenheim, Prinz-Nikolas-Str. 19, und Prov.-Oberbaurat Dipl.-Ing. Hermann F. (20a) Celle, Fuhrberger Str. 117. Für den Anzeigenteil verantwortlich: Otto Swoboda, Berlin-Wilmersdorf. Anzeigenpreisliste Nr. 2. — Druck: H. Heenemann KG, Berlin-Wilmersdorf. Nachdruck, fotografische Vervielfältigungen, fotomechanische Wiedergabe von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus nur mit Genehmigung des Verlags.